

高职高专“十五”规划教材

GAOZHI
GAOZHUAN
SHIWU
GUIHUA JIAOCAI

混凝土结构与砌体结构

余克俭 主编



中国电力出版社

<http://jc.cepp.com.cn>

高职高专“十五”规划教材

《建筑力学与结构》
 《建筑工程法规》
 《建筑工程造价管理》
 《建筑工程定额与计价》
 《建设监理概论》
 《工程招投标与合同管理》
 《建筑工程项目管理》
 《国际工程管理概论》
 《建设监理概论》
 《计算机辅助设计》
 《建筑材料》
 《建筑工程测量》
 《混凝土结构与砌体结构》
 《建筑施工技术》
 《建筑施工组织》
 《土力学与地基基础》
 《钢结构》
 《建筑制图与识图》
 《多高层建筑结构设计》
 《土力学与地基基础》
 ★《混凝土结构与砌体结构》
 《建筑设备工程》(本专科适用)
 《建筑制图》
 《工程经济学》(本专科适用)
 《建筑力学与建筑结构》(本专科适用)
 《工程估价》(本专科适用)
 《财务管理学》(本专科适用)
 《安装工程定额与预算》(本专科适用)
 《安装工程预算与应用》(本专科适用)
 《工程招投标与合同管理》(本专科适用)
 《钢结构》(本专科适用)
 《工程制图》(本专科适用)
 《房屋建筑学》(本专科适用)
 《安装工程施工技术及组织管理》(本专科适用)

张友全 主编
 张培新 主编
 刘元芳 主编
 王朝霞 主编
 庄民泉 主编
 田恒久 主编
 桑培东 主编
 董平 主编
 薛雷 主编
 贺蜀山 主编
 黄伟典 主编
 谢炳科 主编
 尹维新 主编
 张长友 等 主编
 周建国 等 主编
 徐梓忻 等 编
 陈东佐 主编
 马光红 等 编
 黄林青 等 编
 孔军 主编
 余克俭 主编
 韦节廷 主编
 焦鹏寿 主编
 郭献芳 等 编
 刘丽华 主编
 邢莉燕 等 主编
 刘迪 主编
 张秀德 主编
 管锡珺 主编
 刘文锋 等 编
 柳锋 主编
 于春艳 等 主编
 崔艳秋 主编
 张秀德 主编

ISBN 7-5083-2527-3



9 787508 325279 >

ISBN 7-5083-2527-3

定价: 34.00 元

高职高专“十五”规划教材

GAOZHI
GAOZHUAN
SHIWU
GUIHUA JIAOCAI

混凝土结构与砌体结构

主 编	余克俭
编 委	鲁 维 牟培超
主 审	韩培江



中国电力出版社

<http://jc.cepp.com.cn>

内 容 提 要

本书为高职高专“十五”规划教材,是紧紧围绕培养高等技术应用性专门人才的要求编写的,主要包括钢筋和混凝土的力学性能,受弯、受压、受拉及受扭构件的承载力计算,预应力混凝土构件计算,梁、板结构和混合结构的墙、柱设计等。书中列举的设计实例可帮助读者理解、使用书中的大量表格及设计计算方法,并在章末附有小结与思考题以便巩固所学知识,提高应用能力。

本书主要作为房屋建筑工程专业的教材,也可作为有关专业培训、函授和自考辅导用书,也可供相关专业人员学习参考。

图书在版编目(CIP)数据

混凝土结构与砌体结构/余克俭主编. —北京:中国电力出版社, 2004

高职高专“十五”规划教材

ISBN 7-5083-2527-3

I. 混... II. 余... III. 混凝土结构 - 高等学校: 技术学校 - 教材 IV. 砌块结构 - 高等学校: 技术学校 - 教材 IV. ①TU37②TU36

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2004) 第 095053 号

中国电力出版社出版、发行

(北京三里河路 6 号 100044 <http://jc.cepp.com.cn>)

汇鑫印务有限公司印刷

各地新华书店经售

2004 年 9 月第一版 2004 年 9 月北京第一次印刷

787 毫米 × 1092 毫米 16 开本 22.75 印张 528 千字

印数 0001—3000 册 定价 34.00 元

版 权 专 有 翻 印 必 究

(本书如有印装质量问题, 我社发行部负责退换)

序

随着新世纪的到来,我国进入全面建设小康社会、加快推进社会主义现代化的新的发展阶段。新世纪新阶段的新任务,对我国高等职业教育提出了新要求。我国加入世界贸易组织和经济全球化迅速发展的新形势,也要求高等职业教育必须开创新局面。

高职高专教材建设是高等职业教育的重要组成部分,是一项极具重要意义的基础性工作,对高等职业教育培养目标的实现起着举足轻重的作用。为贯彻落实《国务院关于大力推进职业教育改革与发展的决定》精神,进一步推动高等职业教育的发展,加强高职高专教材建设,根据教育部关于通过多层次的教材建设,逐步建立起多学科、多类型、多层次、多品种系列配套教材体系的精神,中国电力教育协会会同中国高等职业技术教育研究会和中国电力出版社,组织有关专家对高职高专“十五”教材规划工作进行研究,在广泛征求各方面意见的基础上,制订了体现高等职业教育特色的高职高专“十五”教材规划。

高职高专“十五”规划教材紧紧围绕培养高等技术应用性专门人才开展编写工作。基础课程教材注重体现以应用为目的,以必需、够用为度,以讲清概念、强化应用为教学重点;专业课程教材着重加强针对性和实用性。同时,“十五”规划教材不仅注重内容和体系的改革,还注重方法和手段的改革,以满足科技发展和生产实际的需求。此外,高职高专“十五”规划教材还着力推动高等职业教育人才培养模式的改革,促进高等职业教育协调发展。相信通过我们的不断努力,一批内容新、体系新、方法新、手段新,在内容质量和出版质量上有突破的高水平高职高专教材,很快就能陆续推出,力争尽快形成一纲多本、优化配套,适用于不同地区、不同学校,特色鲜明的高职高专教育教材体系。

在高职高专“十五”教材规划的组织实施过程中,得到了教育部、国家电力公司、中国电力企业联合会、中国高等职业技术教育研究会、中国电力出版社、有关院校和广大教师的大力支持,在此一并表示衷心的感谢。

教材建设是一项长期而艰巨的任务,不可能一蹴而就,需要不断完善。因此,在教材的使用过程中,请大家随时提出宝贵的意见和建议,以便今后修订或增补。

中国电力教育协会

2002年12月

前 言

本教材是为适应我国高等职业技术教育发展和变化需要,实现高等职业教育培养目标,根据《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)、《砌体结构设计规范》(GB 50003—2001)而编写。

本书主要为高等职业技术教育房屋建筑工程专业教科书,也可供土木行业中的工程技术人员参考使用。

本教材共十三章,第一章介绍概率极限状态设计法,第二~十章内容为混凝土结构,第十一~十三章为砌体结构,在讲述基本原理和概念的基础上,注重针对性和实用性,力求理论联系实际。

本教材由江西建设职业技术学院余克俭(绪论、第一、三、九、十一章)、江西建设职业技术学院鲁维(第二、四、五、八、十三章)、山东城建学校牟培超(第六、七、十、十二章)编著,余克俭任主编。山东城建学校韩培江主审。

由于对新规范理解和使用经验等方面欠缺,加上编者水平有限,书中不免有不足之处,敬请读者批评指正。

目 录

序 前言

绪论	1
第一节 结构的基本概念	1
第二节 建筑结构发展简介及学习要求	2
思考题	3
第一章 概率极限状态设计法	4
第一节 基本知识	4
第二节 荷载	7
第三节 概率极限状态设计法	10
本章小结	16
思考题	17
第二章 钢筋和混凝土的力学性能	18
第一节 钢筋	18
第二节 混凝土	20
第三节 钢筋和混凝土的粘结、锚固长度	24
本章小结	25
思考题	26
第三章 受弯构件承载力计算	27
第一节 概述	27
第二节 梁、板的一般构造	28
第三节 受弯构件正截面的受力特性	31
第四节 单筋矩形梁正截面承载力计算	34
第五节 双筋矩形梁正截面承载力计算	43
第六节 T形截面承载力计算	48
第七节 受弯构件斜截面承载力计算	57
第八节 构造要求	70

本章小结	76
思考题	78
习题	79
第四章 受压构件承载力计算	81
第一节 概述	81
第二节 受压构件的一般构造要求	81
第三节 轴心受压构件	83
第四节 偏心受压构件	85
本章小结	93
思考题	93
习题	94
第五章 受拉构件承载力计算	95
第一节 轴心受拉构件	95
第二节 偏心受拉构件	96
本章小结	98
思考题	98
习题	99
第六章 受扭构件承载力计算	100
第一节 概述	100
第二节 矩形截面纯扭构件承载力计算	100
第三节 矩形截面剪扭构件承载力计算	103
第四节 矩形截面弯扭和弯剪扭构件承载力计算	105
第五节 T形截面和工字形截面弯剪扭构件承载力计算	107
本章小结	110
思考题	111
习题	111
第七章 钢筋混凝土构件裂缝和变形验算	112
第一节 裂缝宽度验算	112
第二节 受弯构件变形验算	116
本章小结	121
思考题	121
习题	121

第八章 预应力混凝土构件的计算	123
第一节 预应力混凝土的基本原理	123
第二节 预加应力的方法	124
第三节 预应力混凝土的材料、机具	125
第四节 张拉控制应力	127
第五节 预应力损失及其组合	127
第六节 预应力混凝土轴心受拉构件的计算	132
第七节 预应力混凝土受弯构件的计算	144
第八节 预应力混凝土构件的构造要求	154
第九节 部分预应力混凝土与无粘结预应力混凝土	155
本章小结	159
思考题	160
第九章 梁、板结构设计	161
第一节 整体式单向板肋形楼盖	161
第二节 整体式双向板肋形楼盖	193
第三节 装配式混凝土楼盖	203
第四节 楼梯	206
本章小结	220
思考题	221
习题	222
第十章 单层厂房	224
第一节 单层厂房的结构组成和布置	224
第二节 排架计算	231
第三节 单层厂房柱设计	240
第四节 柱下独立基础设计	243
第五节 单层厂房设计实例	248
本章小结	261
思考题	262
第十一章 砌体材料及力学性能	263
第一节 砌体材料	263
第二节 砌体的种类及力学性能	265
本章小结	273
思考题	274

第十二章 砌体结构承载力计算	275
第一节 砌体结构的计算原理	275
第二节 受压构件	279
第三节 局部受压	285
第四节 受拉、受弯和受剪构件	289
第五节 配筋砌体	291
本章小结	297
思考题	297
习题	297
第十三章 混合结构墙、柱设计	299
第一节 房屋的结构布置及静力计算方案	299
第二节 墙、柱高厚比验算	302
第三节 刚性方案房屋的计算	306
第四节 弹性及刚弹性方案房屋的计算	309
第五节 砌体结构中的圈梁、过梁、墙梁、挑梁	312
第六节 墙体的构造要求	324
本章小结	328
思考题	328
习题	329
附录	330
参考文献	355

绪论

第一节 结构的基本概念

建筑结构是指组成工业与民用房屋建筑包括基础在内的承重骨架体系,为房屋建筑结构的简称。

对组成建筑结构的构件、部件,当其含义不致混淆时,亦可统称为结构。

一、混凝土结构

以混凝土为主制成的结构称为混凝土结构,包括素混凝土结构、加筋混凝土结构。由无筋或不配置受力钢筋的混凝土制成的结构称为素混凝土结构;由配置受力的普通钢筋、钢筋网或钢筋骨架的混凝土制成的结构称为钢筋混凝土结构,而在结构或构件中配置了预应力钢筋并施加预应力的结构是预应力混凝土结构。在多数情况下,混凝土结构是由钢筋和混凝土组成的钢筋混凝土结构。钢筋混凝土结构应用范围十分广泛,房屋建筑工程、桥梁工程、特种结构与高耸结构、水利及其他工程也多采用钢筋混凝土结构。

钢筋混凝土结构之所以应用这么广泛,是由于它具有以下一些优点:

(1) 强度高。和砌体、木结构相比,其强度高。在一定条件下可以用来代替钢结构,达到节约钢材、降低造价的目的。

(2) 耐久性好。在一般环境条件下,钢筋可以受到混凝土的保护不易生锈,而且混凝土的强度随着时间的增长还会有所增长,能减少维护费用。

(3) 耐火性好。混凝土材料耐火性能是比较好的。钢筋在混凝土保护层的保护下,在发生火灾后的一定时间内,不致很快达到软化温度而导致结构破坏。

(4) 可模性好。根据工程的需要,可制成各种形状的结构和结构构件,这样就给选择合理的结构形式提供了有利条件。

(5) 可就地取材。钢筋混凝土除钢筋和水泥外,所需大量砂石材料可就地取材,便于组织运输。

(6) 抗震性能好。现浇式或装配整体式的钢筋混凝土结构因为整体性好,具有一定的延性,在地震烈度较高的地区,常采用钢筋混凝土建造层数较多的建筑以及烟囱、水塔等。

但是钢筋混凝土结构也存在一些缺点,主要是结构自重、抗裂性较差、一旦损坏修复比较困难、施工受季节环境影响较大等,这也使钢筋混凝土结构的应用范围受到某些限制。随着科学技术的发展,高强度钢筋、高强度高性能混凝土(强度达到 100N/mm^2)、高性能外加剂和混合材料的研制使用,以及采用轻质混凝土可以减轻结构自重,采用预应力混凝土可以提高结构或构件的抗裂性能,采用植筋等技术可以较好地对发生局部损坏的混凝土结构或构件进行修复等,都在一定程度上克服了钢筋混凝土结构的缺点。

二、砌体结构

砌体结构是指用普通粘土砖、承重粘土空心砖（简称空心砖）、硅酸盐砖、混凝土中小型砌块、粉煤灰中小型砌块，或料石和毛石等块材通过砂浆砌筑而成的结构。

砌体结构有就地取材、造价低廉、耐火性能好以及容易砌筑等优点。在工业与民用建筑中，砌体往往被用于砖混结构、框架结构中的填充墙及砌筑围护墙；在特种结构中，如桥梁、隧道工程、烟囱、水塔、小型水池和重力式挡土墙等也有应用。

砌体结构除具有上述一些优点外，还存在着自重重大、强度低、抗震性能差等缺点。

第二节 建筑结构发展简介及学习要求

一、建筑结构发展简介

建筑在我国有着悠久的历史。

大量的考古发掘资料表明，我国在新石器时代末期（约 6000 ~ 4500 年前）就已有地面木架建筑和木骨泥墙建筑。至西周时期（公元前 1134 ~ 公元前 771 年）已有烧制的瓦，在战国时期（公元前 403 ~ 公元前 221 年）有了烧制的砖，到东晋（317 ~ 419 年）时期砖的使用已十分普遍。砖的出现使人们开始广泛地大量修建房屋、城防建筑工程等。

人类自巢居、穴居进化到室居以后，最早发现的建筑材料就是块材，如石块、土块等。如古希腊建于公元前 356 年的阿提密斯神庙、帕提农神庙以及古埃及金字塔；我国的万里长城、赵州桥，及其许许多多宏伟的宫殿和寺院、宝塔等，均显示了建筑在人类建筑史上有着广泛的应用。

19 世纪 20 年代波特兰水泥制成后，混凝土相继问世。但由于混凝土抗拉强度低，应用受到限制。而随后出现了钢筋混凝土结构，其混凝土受压，钢筋受拉，充分发挥两种材料各自的优点，从 20 世纪初以来，钢筋混凝土结构广泛应用于建筑工程各个领域。由于钢筋混凝土结构有抗裂性能差、刚度低的缺点，30 年代出现了预应力混凝土结构，使混凝土的应用范围更为广泛。混凝土的出现给建筑带来新的、经济和美观的建筑结构形式，这不能不说是建筑工程发展的一次飞跃。

混凝土结构在我国广泛的应用于高层建筑和多层框架中。随着我国改革开放，大规模的经济建设开展，建筑结构发展十分迅速，建筑材料、工程设计和科学理论研究都获得了长足发展，使城乡建设面貌焕然一新。例如，已建成的 88 层高 420.5m 的上海金茂大厦是我国目前混凝土结构最高的高层建筑，而采用了预应力混凝土、高 468m 的上海电视塔其高度为亚洲第一。

二、建筑结构课程内容及学习方法

（一）混凝土结构

这部分内容主要叙述钢筋混凝土材料的力学性能和以概率理论为基础的极限状态设计方法；各种钢筋混凝土构件的受力性能、设计计算方法及配筋构造，如受弯构件正截面和斜截面承载力计算，受扭构件承载力计算，受压和受拉构件承载力计算，受弯构件变形和裂缝宽度验算以及预应力混凝土构件的计算、一般构造要求等；钢筋混凝土楼盖设计方法和单层工

业厂房设计方法。

(二) 砌体结构

叙述砌体结构的基本计算原理, 材料的力学性质, 砌体结构构件及砖混结构房屋的设计与计算。

(三) 学习方法

1. 注重理论联系实际

本课程是以实验为基础的, 如钢筋混凝土材料的力学性能和构件的计算方法都是建立在试验研究基础上的, 许多计算公式都是在大量试验资料的基础上用统计分析方法得出的半理论半经验公式。这些公式的推导并不像数学或力学公式那样严谨, 但却能较好地反映钢筋混凝土的真实受力情况。因此除课堂学习外, 还需要加强课程作业、课程设计和毕业设计等实践性教学环节的学习, 并在学习中逐步熟悉和正确运用我国颁布的一些设计规范和设计规程。

由于科学技术水平和生产实践经验是不断发展的, 所以设计规范也必然需要不断修订和补充。因此, 要用发展的观点来看待设计规范, 在学习和掌握钢筋混凝土结构理论和设计方法的同时, 要善于观察和分析, 结合工程的实际不断地进行探索和创新。

2. 注意和其他课程的关系

在建筑结构的學習过程中, 经常会遇到高等数学、建筑力学、建筑材料等先修课程的知识, 因此, 在学习中应根据需要对上述课程进行必要的复习, 并注意和施工技术等课程联系, 在运用中得到巩固和提高。

3. 突出重点, 并注意难点的学习

本课程的内容多、符号多、计算公式多、构造规定也多, 学习时要根据教学大纲要求, 贯彻“少而精”的原则, 突出重点内容学习。例如, 第三章是混凝土结构的重点, 把它学好了, 就为后面各章的学习打下了基础; 同时抵抗弯矩图是难点, 弄清了画抵抗弯矩图的目的是在于梁内纵向钢筋弯起、切断, 难点也就基本化解了。

4. 注意多做练习

教学大纲要求深刻理解一些重要的基本概念、构造要求和掌握必要的设计计算, 认真完成习题作业是重要环节。应该是先复习教学内容, 搞懂例题后再做习题, 不要边做题边看题。习题的正确答案往往不是惟一的, 这也是本课程与一般数学、力学课程的不同之处。

学完本课程后, 应能进行一般工业与民用房屋结构构件的选型与计算及绘制施工图; 同时能够处理和解决与施工和工程质量有关的结构问题。

思考题

1. 什么是建筑结构?
2. 钢筋混凝土结构有哪些优点? 有哪些缺点? 如何克服这些缺点?
3. 学习混凝土结构课程时应注意哪些问题?

第一章

概率极限状态设计法

本章提要

本章主要介绍以概率理论为基础的极限状态设计方法的一些基本知识,主要讨论的是关于建筑结构设计和安全度的基本内容和定义,它是学习本课程的理论基础。对于荷载和材料强度的取值,要求能明白、理解;而对于极限状态表达式,要理解和掌握其内涵,能够正确运用。

第一节 基本知识

一、结构的功能要求

(一) 房屋建筑的组成与作用

房屋建筑一般可分为楼板、梁、柱、墙以及基础等不同部分,这些不同的部分统称为构件。楼板主要承受弯矩,梁主要承受弯矩和剪力,而柱的主要作用是承受压力。基础的作用是把柱所承受的荷载均匀地传递到地基上。墙除了起围护作用外,有时也起承重作用。此时,板或梁所承受的荷载由墙传递到基础上。

(二) 结构上的作用、结构抗力

所谓结构上的作用是指施加在结构上的集中力或分布力(直接作用,也称为荷载)和引起结构外加变形或约束变形的原因(间接作用)。

结构或结构构件承受内力作用效应的能力(如构件的承载能力、刚度等)称为结构抗力。

(三) 结构的功能要求

设计的结构和结构构件应该在规定的設計使用年限内,在正常维护条件下,应能保持其使用功能,而不需进行大修加固。结构的功能要求,概括为下列三个方面:

(1) 安全性。结构在正常的设计、施工和使用条件下,应该能够承受可能出现的各种作用。在偶然荷载作用下,或偶然事件发生时或发生后,结构应能保持必要的整体稳定性,不致倒塌。

(2) 适用性。建筑结构在正常使用时应能满足预定的使用要求,有良好的工作性能,其变形、裂缝或振动等均不超过规定的限度。

(3) 耐久性。建筑结构在正常使用、维护的情况下应有足够的耐久性。如保护层不得过

薄、裂缝不得过宽而引起钢筋锈蚀,混凝土不得风化、不得在化学腐蚀环境的情况下影响结构预定的使用期限等。

上述功能概括称为结构的可靠性。

(四) 结构的可靠性与安全等级

结构可靠性定义为结构在规定的时间内(即设计时所假定的基准使用期),在规定的条件下(结构正常的设计、施工、使用和维护条件),完成预定功能(如强度、刚度、稳定性、抗裂性、耐久性等)的能力。结构可靠性牵涉到时间概念,因为设计中所考虑的基本变量,特别是可变荷载,大多是随时间而变化的,而材料的很多性能也都与时间有关,且结构完成预定功能的能力又因使用周期的长短而异。我国取结构的设计基准期 T 为 50a。需说明的是,当建筑结构的使用年限到达或超过设计基准使用期后,并不意味着该结构立即报废不能再行使用,而是指它的可靠性水平已经明显降低。

建筑物的重要程度是根据其用途决定的。

我国根据建筑结构破坏可能产生的各种后果(是否危及人的生命、造成怎样的经济损失、产生如何的社会影响等)的严重性,对不同的建筑结构安全等级划分为三级(见表 1-1)。

表 1-1 建筑结构安全等级

安全等级	破坏后果	建筑物类型
一 级	很严重	重要的建筑物
二 级	严 重	一般的建筑物
三 级	不严重	次要的建筑物

当然,对于特殊的建筑物,其安全等级可根据具体情况另行确定;地基基础设计安全等级及按抗震要求设计时建筑结构的安全等级,尚应符合国家现行有关规范的规定。

结构设计应合理考虑可靠性与经济性。将结构的可靠度水平定得过高,会提高结构造价,与经济性原则相违背,但若一味强调经济性,又会不利于可靠性。一般来说,建筑结构构件的安全等级宜与整个结构同级。

二、随机变量的统计特征

(一) 随机变量及其概率分布

1. 随机变量

对于具有多种可能发生的结果,而究竟发生哪一种结果不能事先肯定的现象称为随机现象。表示随机现象各种可能结果的变量称为随机变量。研究随机变量时必须拥有大量统计数据和资料,才能从中找出该随机变量的统计规律和特征,了解该随机变量的特点。

2. 平均值、标准差和变异系数

(1) 平均值。平均值为随机变量取值的平均水平。它表示随机变量取值的集中位置,用“ μ ”表示。

其计算式为

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (1-1)$$

(2) 标准差。平均值只能反映一组数据总的情况,但不能说明它们的分散程度,为此给出标准差的概念。其计算式为

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \mu)^2} \quad (1-2)$$

(3) 变异系数

标准差只能反映同一平均值时的分散程度，而不能说明不同平均值时的分散程度。于是，提出变异系数的概念。它是标准差与平均值的比值，即

$$\delta = \frac{\sigma}{\mu} \quad (1-3)$$

3. 概率分布

随机变量取值的统计规律可用分布函数或密度函数描述，连续型随机变量 x 的分布函数可以表示为

$$F(x) = \int_{-\infty}^x f(x) dx \quad (1-4)$$

其中， $f(x) \geq 0$ ，称为 x 的密度函数。连续型随机变量的统计规律也完全可以用密度函数描述。

现以一典型分布说明常见随机变量的分布特征。正态分布是研究随机变量分布规律时常遇到的一种分布，其概率密度曲线如图 1-1 所示。峰点横坐标为平均值 μ ，峰点两侧 ($\mu \pm \sigma$) 处各有一个反弯点。曲线以 x 轴为渐近线。正态分布的概率密度函数为

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left[-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right] \quad (1-5)$$

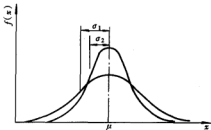


图 1-1 正态分布的概率密度曲线

从图 1-1 中可以看出，正态分布概率密度曲线有下列特点：

- (1) μ 越大，则曲线离原点越远。
- (2) σ 越大，则数据越分散，曲线扁而平； σ 越小，则数据越集中，曲线高而窄。

大部分单峰值分布的随机变量，其概率密度也具有上述特点。

(二) 结构主要荷载与抗力参数的分布

建筑结构设计中的主要基本变量均可借助于统计数学研究。目前常用两种概率模型：对于与时间参数无关的永久荷载，一般采用随机变量概率模型；对于与时间参数有关的可变荷载，一般采用随机过程概率模型。如果同时考虑荷载随时间、空间变异时，则采用多维随机概率模型更为合理，但目前处于研究阶段。此处，仅介绍一些常用荷载与抗力参数的统计分析结果，对其分析过程不作详细介绍。

1. 荷载

(1) 永久荷载 (恒载)。在现行荷载规范中对各种恒载规定的标准值为 G_k ，通过对有代表性恒载的实测数据进行统计假设检验，认为其服从正态分布，简记为 “N” ($1.06G_k, 0.074G_k$)。

(2) 民用建筑楼面活荷载。一般可分为持久性活荷载和临时性活荷载，前者指在设计基

准期内经常出现的荷载,后者指短暂出现的活荷载。根据统计假设检验,楼面活荷载在任意时点均服从概率分布,并可得出相应的在设计基准期内最大活荷载的概率分布。

(3) 风荷载。分析表明,在主导风向上,年最大风压也服从概率分布。根据概率理论,也可得出在设计基准期内的最大风荷载概率分布。

2. 结构抗力参数

由于结构抗力 R 是多个随机变量的函数,如果已知各随机变量的概率分布函数,理论上可通过多微积分求得抗力 R 的概率分布函数。但由于目前在数学上有很大困难,在实际工程中,一般将结构构件抗力作为一个综合基本变量来考虑,并根据概率论原理,近似认为抗力服从对数正态分布。

(三) 概率分布的特征值

在工程应用中,通常要求变量的数值不大于或不小于某一数值,这个数值称为特征值,相应的概率值在工程中称为保证率。特征值可用数理统计方法计算出来,其公式为

$$f_k = \mu \pm \alpha \sigma \quad (1-6)$$

式中 f_k ——特征值;

α ——与特征值取值保证率相应的系数,可根据概率分布函数由概率理论计算得出。

上式中如要求变量值小于特征值的概率等于保证率时取加号,如要求变量值大于特征值的概率等于保证率时取减号。在正态分布中如果取 95% 的保证率,这时的特征值取值保证率系数为 $\alpha = 1.645$ 。例如,当材料强度取值为 $f_k = \mu - 1.645\sigma$ 时,统计样本中有 95% 的强度值高于 f_k 。

后文讨论中所用的荷载标准值和材料强度标准值就是一种特征值。

第二节 荷 载

一、荷载的分类

1. 按时间的变异分类

(1) 永久荷载。在设计基准期内其值不随时间变化,或其变化与平均值相比可以忽略不计。例如,结构自重、土压力、预加应力等。

(2) 可变荷载。在设计基准期内其值随时间变化,且其变化与平均值相比不可忽略。例如,安装荷载、楼面活荷载、风荷载、雪荷载、吊车荷载、温度变化等。

(3) 偶然荷载:在设计基准期内出现或不一定出现。例如,地震、爆炸、撞击等。

2. 按随空间位置的变异分类

(1) 固定荷载:在结构空间位置上具有固定的分布。例如,工业与民用建筑楼面上的固定设备荷载、结构构件自重等。

(2) 可动荷载:在结构空间位置上的一定范围内可以任意分布。例如,工业与民用建筑楼面上的人员荷载、吊车荷载等。

3. 按结构的反应分类

(1) 静态荷载:不使结构或结构构件产生加速度,或所产生的加速度很小而可以忽略不

计。例如, 结构自重、住宅与办公楼的楼面活荷载等。

(2) 动态荷载: 使结构或结构构件产生不可忽略的加速度。例如, 地震、吊车荷载、设备振动、作用在高耸结构上的风荷载等。

二、荷载的代表值

(一) 标准值

荷载的标准值是指结构在其使用期间, 正常情况下可能出现的最大荷载值。

永久荷载的标准值是根据结构的设计尺寸和材料, 或结构构件的单位自重计算而得。对于结构或非承重构件的自重, 由于离散性不大, 所以其平均值即为荷载的标准值; 对于自重变异性较大的材料或结构构件, 考虑到承重结构的可靠性, 在设计中应根据该荷载对结构是否不利而按单位自重的上限值或下限值确定。对于常用的材料和构件, 单位体积的自重可由我国国家标准《建筑结构荷载规范》(GB 5009—2001) 查得。

可变荷载的标准值统一由设计基准期最大荷载概率分布的某一分位值确定。由于目前对在设计基准期内最大荷载的概率分布能做出估计的荷载还是一小部分, 所以其取值主要还是根据历史经验确定。《建筑结构荷载规范》(GB 5009—2001) 中, 对于楼面和屋面活荷载、吊车荷载、雪荷载和风荷载等可变荷载的标准值, 规定了具体数值或计算方法, 设计时可以查用。例如: 民用建筑楼面均布活荷载标准值和屋面活荷载标准值, 可分别由表 1-2 和表 1-3 查得。

表 1-2 民用建筑楼面均布活荷载标准值及其他代表值系数

项次	类 别	标准值 (kN/m ²)	组合值 系数 ψ_c	频遇值 系数 ψ_f	准永久值 系数 ψ_q
1	(1) 住宅、宿舍、旅馆、办公楼、医院病房、托儿所、幼儿园			0.5	0.4
	(2) 教室、试验室、阅览室、会议室、医院门诊室	2.0	0.7	0.6	0.5
2	食堂、餐厅、一般资料档案室	2.5	0.7	0.6	0.5
3	(1) 礼堂、剧场、影院、有固定座位的看台	3.0	0.7	0.5	0.3
	(2) 公共洗衣房	3.0	0.7	0.6	0.3
4	(1) 商店、展览厅、车站、港口、机场大厅及其旅客候室	3.5	0.7	0.6	0.5
	(2) 无固定座位的看台	3.5	0.7	0.5	0.3
5	(1) 健身房、演出舞台	4.0	0.7	0.6	0.5
	(2) 舞厅	4.0	0.7	0.6	0.3
6	(1) 书库、档案库、贮藏室	5.0	0.9	0.9	0.8
	(2) 密集柜书库	12.0			
7	通风机房、电梯机房	7.0	0.9	0.9	0.8
8	汽车通道及停车库:				
	(1) 单向板楼盖 (板跨不小于 2m)	4.0	0.7	0.7	0.6
	客车; 消防车	35.0	0.7	0.7	0.6
	(2) 双向板楼盖和无梁楼盖 (柱网尺寸不小于 6m × 6m)	2.5	0.7	0.7	0.6
	客车; 消防车	20.0	0.7	0.7	0.6

续表

项次	类别	标准值 (kN/m^2)	组合值 系数 ψ_c	频遇值 系数 ψ_f	准永久值 系数 ψ_q
9	厨房: (1) 一般的	2.0	0.7	0.6	0.5
	(2) 餐厅的	4.0	0.7	0.7	0.7
10	浴室、厕所、的洗室: (1) 第1项中的民用建筑	2.0	0.7	0.5	0.4
	(2) 其他民用建筑	2.5	0.7	0.6	0.5
11	走廊、门厅、楼梯: (1) 宿舍、旅馆、医院病房、托儿所、幼儿园、住宅	2.0	0.7	0.5	0.4
	(2) 办公楼、教室、大厅、医院门诊部	2.5	0.7	0.6	0.5
	(3) 消防疏散楼梯, 其他民用建筑	3.5	0.7	0.5	0.3
12	阳台: (1) 一般情况	2.5	0.7	0.6	0.5
	(2) 当人群有可能密集时	3.5			

- 注 1. 本表所给各项活荷载运用于一般使用条件, 当使用荷载较大或情况特殊时, 应按实际情况采用。
2. 第6项书库活荷载, 当书架高度大于2m时, 书库活荷载尚应按每米书架高度不小于 2.5kN/m^2 确定。
3. 第8项中的客车活荷载只适用于停放载人数少于9人的客车; 消防车活荷载是适用于满载总重为300kN的大型车辆; 当不符合本表的要求时, 应将车轮的局部荷载按结构效应的等效原则, 换算为等效均布荷载。
4. 第11项楼梯活荷载, 对预制楼梯踏步平板, 尚应按 1.5kN 集中荷载检验。
5. 本表各项荷载不包括隔墙自重和二次装修荷载。对固定隔墙的自重应按恒荷载考虑, 当隔墙位置可灵活自由布置时, 非固定隔墙的自重应取每延米墙重(kN/m)的1/3作为楼面活荷载的附加值(kN/m^2)计, 附加值不小于 1.0kN/m^2 。

表 1-3 屋面均布活荷载标准值及其他代表值系数

项次	类别	标准值 (kN/m^2)	组合值 系数 ψ_c	频遇值 系数 ψ_f	准永久值 系数 ψ_q
1	不上人的屋面	0.5	0.7	0.5	0
2	上人的屋面	2.0	0.7	0.5	0.4
3	屋顶花园	3.0	0.7	0.6	0.5

- 注 1. 不上人的屋面, 当施工或维修荷载较大时, 应按实际情况采用; 对不同结构应按有关设计规范的规定, 将标准值作 0.2kN/m^2 的增减。
2. 上人的屋面, 当兼作其他用途时, 应按相应楼面活荷载采用。
3. 对于因屋面排水不畅、堵塞等引起的积水荷载, 应采取构造措施加以防止; 必要时, 应按积水的可能深度确定屋面活荷载。
4. 屋顶花园活荷载不包括花圃土石等材料自重。

(二) 荷载准永久值

荷载的准永久值系数乘以可变荷载标准值所得乘积称为荷载准永久值。

荷载准永久值是可变荷载在正常使用极限状态按长期效应组合设计时采用的荷载代表值, 实际上是考虑荷载的长期作用效应而对标准值的一种折减。可变荷载的准永久值系数是根据在设计基准使用期内荷载达到和超过该值的总持续时间与设计基准期内总持续时间的比值而确定。其中各种荷载的准永久值系数的取值由《建筑结构荷载规范》(GB 5009—2001) 规定。

(三) 组合值

当考虑两种或两种以上的可变荷载时, 由于所有荷载同时达到其单独出现的最大值可能性极小, 因此, 可以将可变荷载的标准值乘以荷载组合系数得到荷载组合值。

(四) 频遇值

可变荷载的频遇值系数是根据在设计基准期间可变荷载超越的总时间或超越的次数来确定的。荷载的频遇值系数乘以可变荷载标准值的乘积称为荷载频遇值。

第三节 概率极限状态设计法

一、结构可靠度

可靠性的定量描述就是可靠度。结构可靠度可定义为结构在规定的时间内, 在规定的条件下, 完成预定功能的概率。

假若一构件的荷载效应为 S , 抗力为 R , S 与 R 均为随机变量。且 S 与 R 均服从正态分布, 其平均值分别为 μ_R 、 μ_S , 标准差分别为 σ_R 、 σ_S , 其概率密度曲线如图 1-2 所示。

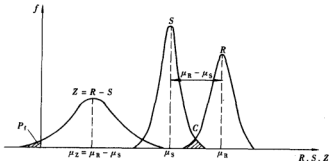


图 1-2 构件失效和拉力及荷载的关系

显然, μ_R 应大于 μ_S 。从图中可见, 在大多数情况下构件抗力 R 大于荷载效应 S 。但由于离散性, 在两条概率密度分布曲线相重叠的范围内, 仍有可能出现 R 小于 S 的情况。重叠范围的大小, 反映了 R 小于 S (即结构失效) 的概率高低, 但并非成正比关系。 μ_R 比 μ_S 大得越多, 或 σ_R 、 σ_S 越小 (即曲线高而窄), 均可使重叠范围减少, 结构的失效概率也就越低。由此可见, 失效概率的大小不仅与平均值之差 ($\mu_R - \mu_S$) 的大小有关, 且与标准差 σ_R 、

σ_S 的大小有关。加大平均值之差,或减小标准差均可使失效概率降低。这一点与我们的常识是一致的。因为加大结构抗力的富余度,减小抗力与作用的离散程度,减少不确定因素的影响,必将提高结构构件的可靠程度。

令 $Z = R - S$, 则 Z 亦为正态分布的随机变量,其概率密度分布曲线如图 1-3 所示。从图中可见, $Z = R - S < 0$ 的事件(即构件失效)出现的概率称为失效概率,为图中阴影部分的面积(称为尾部面积),其值为

$$P_f = P(Z < 0) = \int_{-\infty}^0 f(z) dz \quad (1-7)$$

失效概率 P_f 的计算由于要用到积分,比较麻烦,通常采用另一种比较简便的方法。由

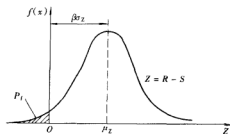


图 1-3 失效概率的定义

图 1-3 可见,阴影部分的面积与 μ_Z 、 σ_Z 的大小有关。增大 μ_Z , 曲线右移,阴影面积将减少;减小 σ_Z , 曲线变高变窄,阴影面积亦将减少。现将 μ_Z 表示为 σ_Z 的倍数,即令

$$\mu_Z = \beta \sigma_Z \quad (1-8)$$

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (1-9)$$

β 大,则失效概率小,故 β 和失效概率一样可作为衡量结构可靠度的一个指标,称为可靠指标。对于标准正态分布, β 与失效概率 P_f 之间存在一一对应关系,可由概率

表 1-4 可靠指标 β 值与构件失效概率的对应关系

β	2.7	3.2	4.2
P_f	3.5×10^{-3}	6.9×10^{-4}	1.1×10^{-4}

理论得出。表 1-4 为几个常用可靠指标 β 值与构件失效概率的对应关系。

二、结构目标可靠指标

为了使结构设计安全可靠,经济合理,应对不同情况下的目标可靠指标值做出规定,使结构在按承载力极限状态设计时,其完成预定功能的概率不低于某一允许的水平。由结构构件的实际破坏情况可知,破坏状态有延性破坏和脆性破坏之分。结构构件发生延性破坏前有预兆可察,可及时采取补救措施,故目标可靠指标可定得稍低些。反之,结构发生脆性破坏时,破坏常是突然发生,比较危险,目标可靠指标就应定得高些。《建筑结构可靠度设计统一标准》根据结构的安全等级和破坏类型,规定了按承载力极限状态设计时的目标可靠指标值 β ,见表 1-5。

应当指出,在此所讲的概率极限状态设计法仅是一种近似方法,因其中用到的概率统计特征值大多只有平均值和标准差,并非实际的概率分布,且在分项系数等计算中还作了一些假定,因而其计算结果是近似的,属于近似概率设计方法。完全掌握符合随机

表 1-5 承载力极限状态
设计目标可靠指标 β 值

破坏类型	安全等级		
	一级	二级	三级
延性破坏	3.7	3.2	2.7
脆性破坏	4.2	3.7	3.2

变量的实际分布,得出真正的失效概率,目前还处于研究阶段。

三、极限状态的定义与分类

(一) 极限状态的概念

结构能满足功能要求,则处于可靠或有效的工作状态;如果整个结构或结构的一部分在承载能力、变形、稳定、裂缝宽度等方面超过某一特定状态,以致不能满足设计规定的某一功能要求,则结构处于不可靠或失效状态。结构在即将不能满足某项功能要求时的特定状态,称为该功能的极限状态。是否超过极限状态就是判别是否满足功能要求的标准。

(二) 极限状态分类

结构的极限状态分为承载能力极限状态和正常使用极限状态两类。

1. 承载能力极限状态

这类极限状态是对应于结构或结构构件达到了最大承载能力,或者产生了不适于继续承载的过大变形。当结构或结构构件出现了下列状态之一时,即认为超过了承载能力极限状态。

- (1) 整个结构或结构的一部分作为刚体失去平衡。
- (2) 结构构件或其连接因超过材料强度而破坏(包括疲劳破坏)。
- (3) 结构转变为机动体系。
- (4) 结构或构件丧失稳定。

2. 正常使用极限状态

这类极限状态是对应于结构或结构构件达到正常使用或耐久性能的某项规定限值。当出现下列状态之一时,即认为结构或结构构件超过了正常使用极限状态;

- (1) 影响正常使用或有碍观瞻的变形。
- (2) 影响正常使用或耐久性能的局部损坏。
- (3) 影响正常使用的振动。
- (4) 影响正常使用的其他特定状态。

(三) 结构极限状态方程

结构和结构构件的工作状态,可以由该结构构件所承受的荷载效应 S 和结构抗力 R 两者的关系来描述,即

$$Z = R - S = g(R, S) \quad (1-10)$$

式(1-10)称为功能函数,可以用来表示结构的三种工作状态:

当 $Z > 0$ 时,结构处于可靠状态;

当 $Z < 0$ 时,结构处于失效状态;

当 $Z = 0$ 时,结构处于极限状态。

当 $Z = g(R, S) = 0$ 时称为“极限状态方程”,它是结构失效的标准。结构功能函数的一般表达式为

$$z = g(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n) \quad (1-11)$$

式中 $g(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$ ——基本变量,表示结构上的各种效应和影响结构抗力的各种因素,如材料性能、几何参数等。

在一般情况下 R 和 S 都是非确定性的变量,用随机变量来描述,所以求解 $R > S$ 的;
 $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ 是非确定性问题。

四、实用设计表达式

1. 承载力极限状态设计表达式

对于承载力极限状态,应考虑荷载效应的基本组合,必要时尚应考虑荷载效应的偶然组合。当按荷载效应基本组合进行结构构件的强度设计时应采用下列极限状态设计表达式

$$\gamma_0 S \leq R \quad (1-12)$$

$$S = \gamma_G C_G G_K + \gamma_{Q1} C_{Q1} Q_{1K} + \sum_{i=2}^n \psi_{ci} \gamma_{Qi} C_{Qi} Q_{iK} \quad (1-13)$$

$$R = R(f_c, f_s, \alpha_k, \dots) \quad (1-14)$$

式中

γ_0 ——结构重要性系数,对安全等级为一级、二级、三级的结构构件,可分别取 1.1、1.0、0.9;

S ——荷载效应设计值,分别表示为设计轴力 N 、设计弯矩 M 、设计剪力 V 、设计扭矩 T 等,按《建筑结构荷载规范》的规定进行计算, kN 或 $kN \cdot m$;

R ——结构构件设计抗力;

$R = R(f_c, f_s, \alpha_k, \dots)$ ——结构构件的抗力函数;

f_c, f_s ——混凝土、钢筋的设计强度, N/mm^2 。

α_k ——几何参数的标准值,当几何参数的变异性对结构性能有明显影响时,可另增减一个附加值 Δ_k ,以考虑其不利影响;

G_K ——永久荷载的标准值, kN/m^2 或 N/mm^2 ;

Q_{1K} ——第一个可变荷载的标准值,该可变荷载标准值的效应大于其他任意第 i 个可变荷载标准值的效应, kN/m^2 或 N/mm^2 ;

Q_{iK} ——其他第 i 个可变荷载的标准值, kN/m^2 或 N/mm^2 ;

γ_G ——永久荷载分项系数,一般情况下可采用 1.2,当其效应对结构有利时取 1.0;

γ_{Q1}, γ_{Qi} ——第一个和其他第 i 个可变荷载分项系数,一般情况下可采用 1.4 (对工业建筑楼面,当楼面活荷载标准值为 $4kN/m^2$ 时,可采用 1.3);

C_G, C_{Q1}, C_{Qi} ——永久荷载、第 1 个可变荷载和其他第 i 个可变荷载的荷载效应系数;

ψ_{ci} ——第 i 个可变荷载的组合值系数,当风荷载与其他可变荷载组合时,均可采用 0.6;当没有风荷载参与组合时,均采用 1.0。

对于一般排架、框架结构,式 (1-13) 中的荷载效应设计值 S 可采用下列简化方法计

算

$$S = \gamma_G C_G G_K + \psi \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} C_{Qi} Q_{iK} \quad (1-15)$$

式中 ψ ——荷载组合系数, 当风荷载与其他可变荷载组合时, 可采用 0.85。

当进行结构的倾覆、滑移验算时, 应采用下列极限状态设计表达式

$$S \geq 0 \quad (1-16)$$

式中 S ——倾覆、滑移验算时的荷载效应设计值, 按《荷载规范》的规定进行计算。

当按荷载效应偶然组合进行设计时, 具体的设计表达式及各种系数值, 应符合专门规范的规定。

2. 正常使用极限状态计算要求

对于正常使用极限状态, 结构构件应分别按荷载的短期效应组合和长期效应组合进行验算, 以满足结构构件的使用要求, 使变形、裂缝等计算值不超过相应的规定限值。

(1) 标准组合 (短期效应组合) 如下

$$C_G G_K + C_{Qi} Q_{iK} + \sum_{i=2}^n \psi_{Ci} C_{Qi} Q_{iK} \quad (1-17)$$

式中 ψ_{Ci} 、 Q_{iK} ——第 i 个可变荷载的组合值。

(2) 准永久组合 (长期效应组合) 如下

$$C_G G_K + \sum_{i=1}^n \psi_{qi} C_{Qi} Q_{iK} \quad (1-18)$$

式中 ψ_{qi} 、 Q_{iK} ——第 i 个可变荷载的准永久值。

钢筋混凝土和预应力混凝土受弯构件在荷载标准值作用下的挠度, 应根据构件的刚度用结构力学的方法计算。在荷载短期效应组合作用下并考虑荷载长期效应组合影响所求得的最大挠度计算值不应超过附表 13 的允许值。

钢筋混凝土和预应力混凝土结构构件的裂缝控制等级及最大裂缝宽度允许值, 应根据结构构件的工作条件和钢筋种类按附表 14 采用。

3. 分项系数的确定

在按极限状态设计表达式进行结构设计时, 为了使所设计的结构构件在不同情况下具有规定的可靠度, 采用了各种设计系数, 分述如下。

(1) 荷载分项系数 γ_G 、 γ_{Q0}

荷载分项系数有两种: 永久荷载分项系数 γ_G 和可变荷载分项系数 γ_{Q0} 。它主要是考虑不同变异性的荷载, 按标准值效应计算时, 可能造成结构可靠度的严重不一致性而给以调整的系数。

荷载分项系数 γ_G 、 γ_{Q0} 值是根据下列原则经优选确定的, 即在各项荷载标准值已给定的条件下, 要选取一组分项系数, 使按极限状态设计表达式设计所得的各种结构构件所具有的可靠指标, 与规定的目标可靠指标之间在总体上差异最小。

(2) 可变荷载的组合值系数 ψ 。

结构上除作用有永久荷载外, 有时还将作用几个可变荷载, 如楼面活荷载、风荷载、雪荷载以及其他荷载等。由概率分析可知, 各荷载最大值在同一时刻出现的概率甚小, 因此这种荷载组合在设计表达式中必须予以考虑。荷载组合值系数中就是考虑当两种或两种以上的

可变荷载同时出现时,若在设计计算中仍采用设计值效应叠加而造成结构可靠度的不一致性,因而必须对可变荷载设计值再乘以调整系数。

ψ 是根据下述原则确定的,即在荷载标准值和荷载分项系数已给定的前提下,对于有两种或两种以上的可变荷载参与组合的情况,通过引入系数中对荷载标准值的折减,使按极限状态设计所得的各类结构构件所具有的可靠指标,与仅有一种可变荷载参与组合的简单组合情况下的可靠指标有最佳的一致性。

(3) 结构重要性系数 γ_0 。

结构重要性系数 γ_0 是考虑结构破坏后果严重性而引入的系数。对于安全等级为一、二级和三级的结构构件分别取 1.1, 1.0, 0.9。经可靠度分析,采用这些系数后,一级与三级的结构构件可靠指标值,较安全等级为二级的结构构件分别增减 0.5 左右,这与表 1-5 的规定基本一致。

(4) 混凝土和钢筋的材料强度分项系数。

材料强度分项系数,主要是考虑材料或构件的强度有低于标准值的可能性,出现不安全因素,从而引入的一个分项系数。

在确定混凝土和钢筋的材料强度分项系数时,对具有统计资料的材料,主要按照规定的可靠指标通过计算分析确定,而对统计资料不足的材料,则以工程经验为主要依据,通过对原规范结构构件材料的校准计算确定。根据分析,并适当考虑工程经验,对混凝土采用 γ_c 为 1.4,对钢筋采用 γ_s 为 1.2。

五、材料强度代表值

1. 材料强度标准值

钢筋混凝土结构在按极限状态方法设计时,钢筋和混凝土的强度是主要的因素,这两种材料的强度概率分布可用正态分布描述。材料强度的标准值是一种特征值,可取其概率分布的 0.05 分位数(具有不小于 95% 的保证率)确定,其表达式为

$$f_k = \mu_k - 1.645\sigma_k \quad (1-19)$$

式中 f_k ——材料强度的标准值;

μ_k ——材料强度的平均值;

σ_k ——材料强度的标准差。

2. 材料强度设计值

在设计表达式中所采用的混凝土和钢筋的强度设计值时,其定义为强度标准值除以相应的材料强度分项系数 (γ_c 、 γ_s),即

$$f_c = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (1-20)$$

$$f_s = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (1-21)$$

式中 f_{ck} 、 f_{sk} ——混凝土、钢筋的强度标准值, N/mm^2 ;

f_c 、 f_s ——混凝土、钢筋的强度设计值, N/mm^2 ;

γ_c 、 γ_s ——混凝土、钢筋的材料强度分项系数。

六、混凝土结构设计方法的演变

自 19 世纪 20 年代波特兰制成后,混凝土相继问世,其结构的设计方法也经历了不同的发展阶段。最早的设计方法是把结构构件看成完全弹性体,要求其在使用期间截面上任一处的应力不超过容许应力值,而容许应力则由材料强度除以大于 1 的安全系数确定。这种方法称为“容许应力设计法”。

随着研究的深入,人们逐渐认识到了钢筋混凝土的塑性能,从而提出了“破损阶段设计法”。该法是以构件的极限承载力为依据,要求荷载的数值乘以一大于 1 的安全系数后不超过构件的极限承载力。确定构件的极限承载力时已包括了钢筋混凝土材料的塑性能在内,因而更符合实际情况。所用安全系数的取值是根据工程经验确定的。我国在 1955 年制定的《钢筋混凝土结构设计暂行规范》(规结 6—1955)中即采用这一方法。后来,在破损阶段设计法进一步发展的基础上又提出了极限状态设计法。在 1966 年起不再采用破损阶段法,而改用根据荷载、材料、工作条件等不同情况采用不同系数的多系数极限状态法,并且颁布了相应的设计规范——《钢筋混凝土结构设计规范》(BJG 21—1966)。而采用三个系数的极限状态法后又在我国 1974 年颁布并施行的《钢筋混凝土结构设计规范》(TJ—1974)中演变为多系数分析、单系数表达的极限状态设计法,但其原理是相同的。

容许应力设计法和破损阶段设计法中的安全系数,均是由经验确定的固定数值。结构若满足这些条件,则认为是绝对安全的;反之则认为是绝对不安全的。这样的方法属于“定值法”的范畴。极限状态设计法属于“定值法”,但因有部分系数的确定采用了概率的方法,故可视为“半概率半经验”的设计方法。

在总结我国以往研究成果和多年来工程实践经验的基础上,并参考了有关的国际标准,于 1984 年完成《建筑结构设计统一标准》(GBJ 68—1984)的编制工作,由国家计委颁发,自 1985 年 1 月 1 日起施行。该法运用概率的方法给出结构可靠度的计算,已不再属于定值法的范畴,而属于概率法的范畴。该法的设计表达式虽在表达方式上与以往的方法有些相似,但二者是有本质区别的。由于该法在运算过程中还带有一定程度的近似,故只能视为近似概率法。由半概率半经验的设计方法发展到近似概率设计法表明结构设计达到了新的水平。

目前我国的《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)采用的就是概率极限状态设计法,它积累了半个多世纪以来丰富的工程实践经验和最新的科研成果。当然,目前我国不同行业混凝土结构设计规范并不统一,设计原则也不完全一致。因此,对相同类型的构件,虽受力机理相同,但不同规范的设计表达式与一些参数的取值不尽相同。本教材讲述的仅是建筑结构相关知识。

本章小结

(1) 结构上的作用是施加在结构上的各种荷载以及引起结构产生内力或变形等效应的各种因素的总称。结构上的作用分为直接作用和间接作用两种,其中直接作用亦称荷载。荷载分恒载(永久荷载)和活载(可变荷载)两种。活荷载有标准值、组合值、准永久值三种代

表值, 分别用于极限状态设计中的不同场合, 其中标准值是荷载的基本代表值。

(2) 整个结构或结构的某一部分超过某一特定状态, 称为结构的极限状态, 此时就不能满足安全、适用或耐久性的要求。结构的极限状态划分为承载力极限状态和正常使用极限状态两类。设计任何钢筋混凝土结构或构件时, 都必须进行承载力计算, 同时还要求对正常使用极限状态进行验算, 以满足结构对安全、适用和耐久性的要求。

(3) 设计任何建筑物和构筑物时, 都必须保证其在规定时间内 (一般为 50 年)、在规定的条件下完成预定功能 (安全、适用、耐久) 的概率大于某一规定的数值, 或者说, 要求其在规定的时间内、在规定的条件下失效的概率小于某一规定的数值。发生情况 $R - S < 0$ 的概率称为结构的失效概率。结构不失效的保证率, 称为结构的可靠度。失效概率与可靠指标 β 之间有着内在联系, 所以可用 β 表示结构的可靠度。我国根据结构的安全等级和破坏类型, 规定了按承载力极限状态设计时的目标可靠指标 β 值。

(4) 按不小于 95% 的保证率确定材料强度和荷载效应的标准值。材料强度的标准值除以材料分项系数后即为其设计值。荷载效应的标准值乘以荷载分项系数后即荷载效应设计值。在承载力极限状态表达式中, 均采用荷载效应和材料强度的设计值, 考虑多个活载最大值不一定同时发生, 引入了组合系数。正常使用极限状态表达式中, 永久荷载和材料强度均用标准值, 当按荷载短期效应组合时, 可变荷载采用组合值, 按荷载长期效应组合时, 可变荷载采用准永久值。

思考题

1. 结构的功能要求有哪些? 何谓极限状态? 结构的极限状态有几类, 主要内容是什么?
2. 结构的设计基准期是多少年? 超过这个年限的结构是否不能再使用了?
3. 什么是荷载效应 S ? 什么是结构抗力 R ? 为什么说 S 和 R 都是随机变量? $R > S$, $R = S$, $R < S$ 各表示什么意义?
4. 建筑结构的安全等级是怎样划分的? 在截面极限状态设计表达式中是怎样体现的?
5. 何谓结构的可靠性与可靠度?
6. 何谓概率极限状态设计法? 为什么规范采用的方法称近似概率设计方法?
7. 失效概率的意义是什么? 目标可靠指标的意义是什么? 它与失效概率之间的定性关系是怎样的? 怎样确定目标可靠指标?
8. 钢筋抗拉强度和混凝土轴心抗压强度的标准值和设计值怎样确定?
9. 什么是恒载的标准值? 什么是恒载的设计值? 两者的关系如何? 什么是钢筋的强度标准值? 什么是钢筋的强度设计值? 两者的关系如何? (用文字或符号表达均可)
10. 现行规范规定了哪几类极限状态?

第三章

钢筋和混凝土的力学性能

本章提要

钢筋混凝土是由钢筋和混凝土两种材料复合而成的，钢筋和混凝土共同工作，而钢筋、混凝土是两种受力性能不同的材料。本章主要讲述钢筋与混凝土的主要物理力学性能，以及这两种材料共同工作的特性，它将为建立有关计算理论，并进行钢筋混凝土构件的设计提供重要依据。

第一节 钢 筋

一、钢筋的形式和品种

钢筋的化学成分主要是铁，此外还含有少量的碳、锰、硅、磷、硫等元素。混凝土结构

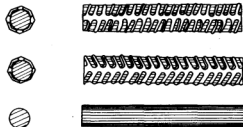


图 2-1 钢筋的形式

中使用的钢材，根据含碳量的多少，通常可分为低碳钢（含碳量 $< 0.25\%$ ）、中碳钢（含碳量 $0.25\% \sim 0.6\%$ ）和高碳钢（含碳量 $0.6\% \sim 1.4\%$ ）。增加含碳量可提高钢材的强度，但塑性和可焊性降低。锰、硅元素可提高钢材强度，并能保持一定塑性；磷、硫是有害元素，其含量多了会使钢的塑性变差，容易脆断，并影响焊接质量。加入少量的锰、硅、钒、钛等合金元素即制成低合金

钢，低合金钢能显著改善钢筋的综合性能。

用于钢筋混凝土及预应力混凝土结构中的钢筋可使用热轧钢筋、冷拉钢筋、钢丝和热处理钢筋等。

热轧钢筋按其强度高低，分为 HPB235（Ⅰ级、 Φ ）、HRB335（Ⅱ级、 Φ ）、HRB400（Ⅲ级、 Φ ）、RRB400（余热处理Ⅲ级、 Φ^N ）四级。Ⅰ级钢筋是光圆钢筋，Ⅱ级、Ⅲ级钢筋是带肋的，统称为变形钢筋（见图 2-1）。钢筋混凝土结构中的纵向受力钢筋宜优先采用 HRB400 级钢筋。

冷拉或冷拔是提高热轧钢筋强度的冷加工方法。冷拉只能提高钢筋的抗拉强度，冷拔则可同时提高抗拉及抗压强度。冷加工钢筋应用时可参照相应的行业标准。热处理钢筋是将其

些特定钢号的热轧钢筋再通过加热、淬火和回火等调质工艺处理得到的。

钢丝分碳素钢丝、消除应力钢丝和刻痕钢丝三种，钢绞线则是由几根高强度钢丝用绞盘绞成一股而成。

二、钢筋的力学性能

钢筋混凝土结构所用的钢筋，根据在拉伸试验中所反应的应力-应变性质的不同，可分为有屈服点的（热轧钢筋、冷拉钢筋）和没有明显屈服点的（钢丝、热处理钢筋）两大类（见图 2-2 和图 2-3）。

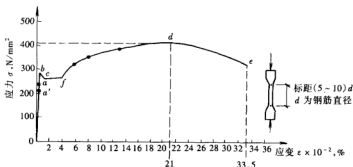


图 2-2 有屈服点钢筋 σ - ϵ 曲线

图 2-2 是有明显屈服点的钢筋拉伸应力-应变曲线。从图中可以看出，当应力达到 a' 点之前，应力与应变成正比， a' 称为比例极限。在应力达到 a 点之前卸荷，应变基本上仍能完全恢复， a 点称为弹性极限。当应力超过 a 点后，钢筋应变较应力增长快，到达 b 点后钢筋开始塑流， b 点称为屈服上限。超过 b 点后，钢筋应力将下降到屈服下限 c 点，这时应力基本不增加而应变急剧增长，曲线接近水平线。曲线延伸至 f 点， c 、 f 两点之间的应变则称为钢筋的流幅或屈服台阶。有明显屈服点的热轧钢筋屈服强度是按屈服下限确定的。超过 f 点后，应力又继续增长，说明钢筋的抗拉能力又有所提高。直到最高点 d ， d 称为极限抗拉强度， fd 段称为钢筋的强化阶段。超过 d 点，试件内的某个薄弱部位应变急剧增长，截面突然显著缩小，产生局部颈缩，应力下降，达到 e 点试件被拉断。

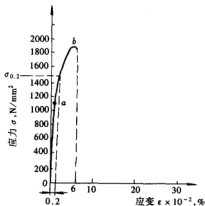


图 2-3 无屈服点钢筋 σ - ϵ 曲线

图 2-3 是没有明显屈服点的钢筋拉伸应力-应变曲线。从图中可以看出，这种钢筋没有明显的屈服点，但可以根据屈服点的特征，在塑性变形明显增长处找到一个假想的屈服点，以此作为这类钢筋可以利用的应力上限，一般取残余塑性应变为 0.2% 的应力 $\sigma_{0.2}$ 作为假想屈服点，并称之为“条件屈服强度”。为与钢筋的国家标准相一致，《混凝土规范》中规

定在构件承载力设计时,取极限抗拉强度 σ_b 的85%作为条件屈服强度,即

$$\sigma_{0.2} = 0.85\sigma_b \quad (2-1)$$

三、钢筋的疲劳

钢筋的疲劳破坏是指钢筋在承受重复、周期性的动荷载作用下,经过一定次数后,从塑性破坏的性质转变成脆性突然断裂的现象。

钢筋的疲劳强度是指在某一规定应力幅度内,经受一定次数的循环荷载后发生疲劳破坏的最大应力值。钢筋在疲劳破坏时的强度低于钢筋在静荷载下的极限强度。

一般认为,在外力作用下,钢筋疲劳断裂的原因是由于钢筋内部和外部的缺陷引起了应力集中,钢筋中超荷载的弱晶粒发生滑移,产生疲劳裂纹,从而造成断裂。

影响钢筋疲劳强度的因素很多,如应力的幅度、最大应力值的大小、钢筋外表面的几何形状、钢筋的直径、钢筋的强度和试验方法等。

第二节 混 凝 土

一、混凝土强度

(一) 立方体抗压强度

规范规定,按照标准方法制作养护(温度 $20^{\circ}\text{C} \pm 3^{\circ}\text{C}$,相对湿度不小于90%)的边长为150mm的立方体试件,在28d龄期用标准试验方法测得的具有95%保证率的抗压强度,叫做立方体抗压强度(f_{cu}),单位为“ N/mm^2 ”。

根据混凝土立方体抗压强度标准值($f_{cu,k}$)的数值,《混凝土规范》规定,混凝土强度等级分为14级:C15、C20、C25、C30、C35、C40、C45、C50、C55、C60、C65、C70、C75和C80。符号C表示混凝土,C后面的数字表示立方体抗压强度标准值。

《混凝土规范》规定,钢筋混凝土结构的混凝土强度等级不应低于C15;当采用HRB335级钢筋时,混凝土强度等级不宜低于C20;当采用HRB400和RRB400级钢筋以及承受重复荷载的构件,混凝土强度等级不得低于C20。预应力混凝土结构的混凝土强度等级不应低于C30;当采用钢丝、钢绞线、热处理钢筋作为预应力钢筋时,混凝土强度等级不宜低于C40。

试件在试验机上受压时,纵向缩短,而横向将扩展。由于试件的上下表面和试验机垫板之间的摩擦力的影响,在试件上下端就如各加了一个套箍,阻碍试件的横向变形,而试件中间部分因套箍的影响减小,随着荷载的增加,试件中间部分的混凝土首先发生剥落。试验表明,如果在试件的上下表面加润滑油后再做试验,不仅测得的混凝土抗压强度低,而且破坏情况与前述试件也不相同。试验还表明,试件的尺寸不同,测得的混凝土抗压强度亦不同,立方体尺寸越小,测得混凝土抗压强度越高。

在实际工程中,混凝土构件的形状、尺寸与立方体试件大不相同,混凝土的工作条件与前述立方体试件试验时的工作条件不相同,因此,立方体抗压强度不能直接用于结构设计。

立方体抗压强度是混凝土的基本强度指标,混凝土其他强度可由其换算得到。

(二) 轴心抗压强度

对实际工程中受压构件的设计和计算,应采用混凝土棱柱体试件测得的抗压强度,称为

混凝土的轴心抗压强度 (f_c)。

一般情况下,以 $150\text{mm} \times 150\text{mm} \times 300\text{mm}$ 的棱柱体试件试验测得的具有 95% 保证率的抗压强度为混凝土轴心抗压强度标准值 (f_{ck})。

图 2-4 是我国所做的混凝土棱柱体与立方体抗压强度对比试验的结果。由图可知,平

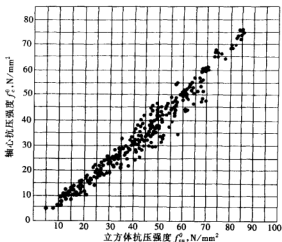


图 2-4 混凝土轴心抗压强度与立方体抗压强度关系

均值 f_c^0 、 f_{cu}^0 的关系大致成一条直线。考虑到实际构件与试件之间工作条件的差异,《混凝土规范》的轴心抗压强度标准值 f_{ck} 与立方体抗压强度标准值 $f_{cu,k}$ 的关系按下式确定

$$f_{ck} = 0.88 \alpha_{c1} \alpha_{c2} f_{cu,k} \quad (2-2)$$

式中 α_{c1} ——棱柱体强度与立方体强度之比,对 C50 及以下取 $\alpha_{c1} = 0.76$,对 C80 取 $\alpha_{c1} = 0.82$,中间按线性规律变化;

α_{c2} ——高强度混凝土的脆性折减系数,对 C40 取 $\alpha_{c2} = 1.0$,对 C80 取 $\alpha_{c2} = 0.87$,中间按线性规律变化。

(三) 轴心抗拉强度

在计算钢筋混凝土和预应力混凝土构件的抗裂和裂缝宽度时,应采用轴心抗拉强度。

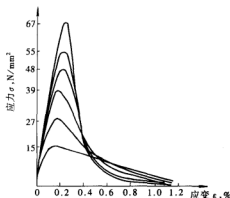
混凝土轴心抗拉强度可以采用直接轴心受拉的试验方法来测定,也可用弯折试验、劈裂试验等间接测试方法测定。

试验表明,混凝土的轴心抗拉强度只有立方体抗压强度的 $1/17 \sim 1/8$ 。《混凝土规范》的轴心抗拉强度标准值 f_{tk} 与立方体抗压强度标准值 $f_{cu,k}$ 的关系按下式确定

$$f_{tk} = 0.88 \times 0.395 f_{cu,k}^{0.55} (1 - 1.645 \delta)^{0.45} \times \alpha_{c2} \quad (2-3)$$

式中: δ 为变异系数。

我国规范已给出各个强度等级混凝土的轴心抗压、轴心抗拉强度的具体数值(见附表 1、附表 2)。

图 2-5 不同强度的混凝土的 σ - ϵ 曲线比较

二、混凝土的变形模量

如图 2-5 所示, 一般情况下, 混凝土的应力和应变关系呈曲线变化, 应力与应变之比的变形模量是一个变数。混凝土的变形模量有三种表示方法。

1. 混凝土的弹性模量 (原点模量)

当应力较小时, 混凝土具有弹性性质, 如图 2-6 所示, 用应力-应变曲线过原点的正切表示, 称为原点弹性模量, 以 E_c 表示。公式如下

$$E_c = \operatorname{tg} \alpha_0 \quad (2-4)$$

由于混凝土在一次加载下的原点弹性模量不容易准确测定, 所以通常采用多次重复加载后的应力-应变曲线的斜率来确定混凝土的弹性模量。一般情况下, 只要重复荷载的最大应力不超过 $0.5f_c$, 重复加载卸载 5~10 次, 残余变形将逐渐减小, 应力-应变曲线接近于直线, 该直线的斜率即定为混凝土的弹性模量。

混凝土的弹性模量和它的立方体强度有关。我国《混凝土规范》给出了混凝土弹性模量计算公式

$$E_c = \frac{10^5}{2.2 + \frac{34.7}{f_{cu,k}}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2-5)$$

2. 混凝土的变形模量

图 2-6 中 O 点至曲线任一点应力为 σ_c 处割线的斜率, 称为任意点割线模量 (变形模量), 以 E'_c 表示

$$E'_c = \operatorname{tg} \alpha_1 \quad (2-6)$$

混凝土的变形模量是个变值, 随应力大小而不同。

3. 混凝土的切线模量

图 2-6 中作某一应力 σ_c 的切线, 其应力增量与应变增量之比称为相应于应力 σ_c 时混凝土的切线模量, 以 E''_c 表示。公式如下

$$E''_c = \operatorname{tg} \alpha \quad (2-7)$$

混凝土的切线模量是个变值, 随混凝土的应力增大而减小。

三、混凝土的收缩与徐变

(一) 混凝土的收缩

混凝土在空气结硬过程中体积缩小的现象称为收缩。如图 2-7 所示为我国铁道科学研

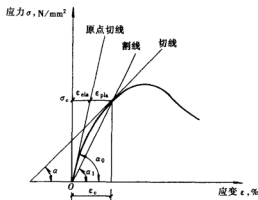


图 2-6 混凝土变形模量的表示方法

究院对混凝土自由收缩的试验结果。由图中可以看出,混凝土的收缩值随时间而增长,采用蒸汽养护时的收缩值要小于常温养护下的收缩值。

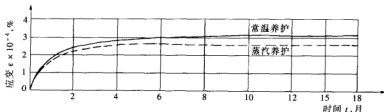


图 2-7 混凝土随时间的收缩

影响混凝土收缩的因素有:

- (1) 水泥的用量: 水泥越多, 水灰比越大, 收缩也越大。
- (2) 水泥的品种: 水泥强度等级越高制成的混凝土收缩越大。
- (3) 骨料的性质: 骨料的弹性模量大, 收缩小。
- (4) 养护条件: 在结硬过程中周围温、湿度大, 收缩小。
- (5) 混凝土制作方法: 混凝土振捣密实, 收缩小。
- (6) 使用环境: 使用环境湿度大, 收缩小。
- (7) 构件的体积与表面积比值: 比值大, 收缩小。

(二) 混凝土的徐变

混凝土在长期不变荷载作用下, 应变或变形随时间增长的现象称为徐变。徐变特性主要与时间有关。图 2-8 为混凝土的典型徐变曲线。由图中可以看出, 徐变开始时增长较快, 以后逐渐缓慢, 经过较长时间趋于稳定。

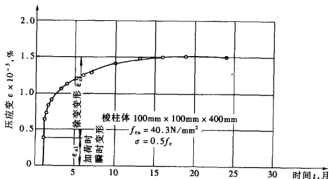


图 2-8 混凝土的徐变曲线

影响混凝土徐变的因素有:

- (1) 水泥的用量: 水泥越多, 水灰比越大, 徐变越大。
- (2) 骨料: 增加混凝土骨料含量, 徐变减小。
- (3) 养护条件: 养护条件好, 徐变小。

(4) 构件加载前混凝土强度高, 徐变小。

(5) 构件截面的应力越大, 徐变越大。

第三节 钢筋和混凝土的粘结、锚固长度

钢筋混凝土构件在外力作用下, 沿钢筋和混凝土的接触面产生剪应力, 称为粘结应力。

图 2-9 为钢筋和其周围混凝土之间产生的粘结应力示意图。图 2-9 (a) 中局部粘结应力若丧失, 则会使构件的刚度降低、裂缝开展; 图 2-9 (b) 中裂缝间的局部粘结应力是在相邻两个开裂截面之间产生的, 此时粘结应力可使相邻两个裂缝之间的混凝土参与受拉。

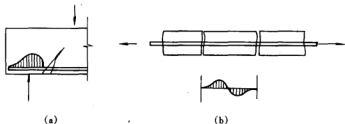


图 2-9 钢筋和混凝土之间粘结应力示意图

(a) 锚固粘结应力; (b) 裂缝间的局部粘结应力

研究钢筋和混凝土之间的粘结力, 通常采用“直接拔出试验”和“弯曲拔出试验”测定, 如图 2-10 所示。

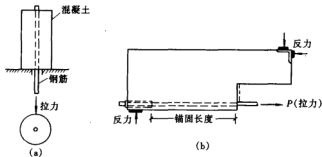


图 2-10 测定粘结强度的两种拔出试验

(a) 直接拔出试验; (b) 弯曲拔出试验

影响钢筋和混凝土粘结强度的主要因素有混凝土强度、保护层厚度及钢筋净间距、横向配筋及侧向压应力、浇筑混凝土时钢筋的位置等。

《混凝土规范》采用构造措施保证钢筋与混凝土的粘结力。构造措施规定了钢筋的最小搭接长度和锚固长度、钢筋的最小间距和混凝土保护层的最小厚度、钢筋在搭接接头范围内箍筋应加密, 受力的光面钢筋端部要做弯钩 (见图 2-11) 等。

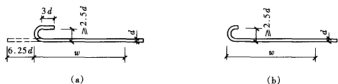


图 2-11 光面钢筋弯钩

(a) 手工弯标准钩; (b) 机器弯标准钩

当计算中充分利用钢筋的抗拉强度时,受拉钢筋的锚固长度应按下列公式计算

$$l_a = \alpha \frac{f_y}{f_t} d \quad (2-8)$$

式中 l_a ——受拉钢筋的锚固长度, mm;

f_y ——钢筋抗拉强度设计值, N/mm^2 ;

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值, 当混凝土强度等级高于 C40 时, 按 C40 取值, N/mm^2 ;

d ——钢筋的公称直径, mm;

α ——钢筋的外形系数, 按附表 12 取用。

修正后的受拉钢筋锚固长度不应小于按公式 (2-8) 计算锚固长度的 0.7 倍, 且不应小于 250mm。当计算中充分利用纵向钢筋的抗压强度时, 其锚固长度不应小于受拉锚固长度的 0.7 倍。

本章小结

(1) 对于有屈服点的钢筋, 屈服强度就是钢筋的强度限值; 对于没有屈服点的钢筋, 取残余应变为 0.2% 的应力 $\sigma_{0.2}$ 作为假想屈服点, 并称之为“条件屈服强度”, 《混凝土规范》规定 $\sigma_{0.2} = 0.85\sigma_b$ 。

(2) 影响钢筋疲劳强度的因素有应力的幅度、最大应力值、钢筋的外表面形状、直径和强度及试验方法等。

(3) 混凝土的强度等级是由立方体抗压强度决定的, 且混凝土的轴心抗压强度、轴心抗拉强度都可由立方体抗压强度换算得到。

(4) 混凝土不是理想的弹性材料。在应力较小时, 混凝土具有弹性性质, 对应于 (原点) 弹性模量; 而混凝土的变形模量、切线模量均为变量。

(5) 混凝土在空气结硬过程中体积缩小的现象称为收缩; 混凝土在长期不变荷载作用下, 应变或变形随时间增长的现象称为徐变。

(6) 钢筋与混凝土之间的粘结强度是两者共同工作的基础。影响钢筋和混凝土粘结强度的主要因素有混凝土强度、保护层厚度及钢筋净间距、横向配筋及侧向压应力、浇筑混凝土时钢筋的位置等。《混凝土规范》采用构造措施保证钢筋与混凝土的粘结力。

思考题

1. 简述钢筋的分类。
2. 对于有屈服点的钢筋为什么取其屈服强度作为强度限值?
3. 什么是钢筋的疲劳破坏?
4. 混凝土的立方体抗压强度、轴心抗压强度和轴心抗拉强度是如何确定的?
5. 混凝土的强度等级是怎样划分的?
6. 混凝土的变形模量和弹性模量是怎样确定的?
7. 什么是混凝土的收缩和徐变? 对钢筋混凝土构件有何影响? 如何减少收缩和徐变?
8. 钢筋与混凝土之间的粘结力是如何产生的? 影响粘结强度的主要因素有哪些?
9. 混凝土构件可采取哪些构造措施保证钢筋与混凝土的粘结作用?

第三章

受弯构件承载力计算

本章提要

受弯构件在设计时都要进行抗弯和抗剪计算。本章主要讨论矩形与T形截面的钢筋混凝土梁的受弯性能和设计计算方法。钢筋混凝土理论和材料力学理论在研究梁的受弯性能时有相同之处,也有很大的不同,理解异同之处不仅对掌握本章内容,而且对掌握书中其余章节的要点都至关重要。钢筋混凝土受弯构件的构造要求虽然繁琐,但也不可忽视。

第一节 概 述

在房屋建筑中受弯构件是应用最为广泛的一类构件,如建筑物中的梁、板是典型的受弯构件。梁的截面形式有矩形、T形、工字形、L形、倒T形以及花篮形等(见图3-1);板的截面形式,常见的有矩形、槽形和空心形等截面(见图3-2)。梁和板的区别在于:梁的截面高度一般大于其宽度,而板的截面高度则小于其宽度。仅在截面受拉区配置受力钢筋的受弯构件称为单筋受弯构件;在截面受拉区、受压区同时配置受力钢筋的受弯构件称为双筋受弯构件。

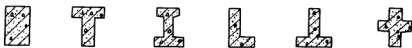


图 3-1 梁的截面形式

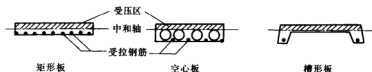


图 3-2 板常见截面形式

在外力作用下,受弯构件将承受弯矩(M)和剪力(V)的作用。试验表明,钢筋混凝土受弯构件可能沿弯矩最大的截面发生破坏,也可能沿剪力最大或弯矩和剪力都较大的截面发生破坏。因此,在进行受弯构件设计时,需进行正截面(M 作用)和斜截面(M 、 V 共同作用)两种承载力计算。

第二节 梁、板的一般构造

一、梁的截面与配筋

(一) 梁的截面

梁的截面尺寸要满足承载力、刚度和抗裂(或裂缝宽度)三方面的要求。从刚度条件出发,根据经验,简支梁、连续梁和悬臂梁的截面高度可按表 3-1 采用。

梁的宽度 b 一般根据梁的高度 h 来确定。对于矩形截面梁,取 $b = (1/3 \sim 1/2) h$; 对于 T 形截面梁, $b = (1/3.5 \sim 1/2.5) h$ 。

为施工方便,并有利于模板的定型化,梁的截面尺寸应按统一规格采用,一般取为:梁高 $h = 250、300、350、750、800、900、1000\text{mm}$, 800mm 以下时按 50mm 进级,以上为 100mm ; 梁宽 $b = 120、150、180、200、220、250\text{mm}$, 大于 250mm 时则按 50mm 进级。

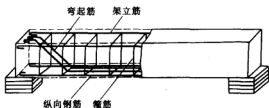


图 3-3 梁的配筋

表 3-1 估算梁截面用的高跨比

构件种类	h/l_0
梁整体肋形梁 主梁	$1/12 \sim 1/8$
次梁	$1/20 \sim 1/15$
矩形截面独立梁 简支梁	$\geq 1/15$
连续梁	$\geq 1/20$
悬臂梁	$\leq 1/10$

(二) 梁的配筋

梁内通常配置下列几种钢筋,见图 3-3。

1. 纵向受力钢筋

纵向受力筋的作用主要是用来承受由弯矩在梁内产生的拉力,所以,这种钢筋要放在梁的受拉一侧,它的直径通常采用 $12 \sim 25\text{mm}$ 。当 $h \geq$

300mm 时,其直径不应小于 10mm ; 当 $h < 300\text{mm}$ 时,其直径不小于 6mm 。为便于浇筑混凝土并保证混凝土与钢筋之间具有足够的粘结力,钢筋要留有一定的净距,并确保钢筋的锚固。《混凝土结构设计规范》(以下简称《混凝土规范》)规定:梁内下部纵向受力钢筋的净距不得小于 25mm 和钢筋的直径 d , 上部纵向受力钢筋净距不得小于 30mm , 此外尚不得小于钢筋直径的 $1.5d$ (见图 3-6)。

伸入梁的支座范围内纵向受力钢筋的数量: 当 $b \geq 150\text{mm}$ 时,不应少于两根; 当 $b < 150\text{mm}$ 时,可为一根。

2. 箍筋

箍筋的主要作用是用来承受由剪力和弯矩在梁内引起的主拉应力。同时,箍筋通过绑扎或焊接把其他钢筋联系在一起,形成一个空间的钢筋骨架。

如按计算不需设置箍筋时,对截面高度大于 300mm 的梁,仍应按构造要求沿梁全长设置箍筋; 对于截面高度为 $150 \sim 300\text{mm}$ 的梁, 仅可在构件端部各 $1/4$ 跨度范围内设置箍筋, 但当在构件中部 $1/2$ 跨度范围内有集中荷载时, 则应沿梁全长设置箍筋; 对截面高度为 150mm 以下的梁,可不设置箍筋。

当梁中配有计算需要的纵向受压钢筋时,箍筋应做成封闭式的,见图 3-4 (d);箍筋的间距不应大于 $15d$ (d 为纵向受压钢筋的最小直径),同时不应大于 400mm ;当一层内的纵向受压钢筋多于 5 根,且直径大于 18mm 时,箍筋间距不应大于 $10d$;当梁的宽度大于 400mm ,且一层内的纵向受压钢筋多于 3 根时,或当梁的宽度不大于 400mm ,但一层内的纵向受压钢筋多于 4 根时,应设置复合箍筋。

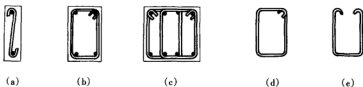


图 3-4 箍筋的肢数和形式

(a) 单肢; (b) 双肢; (c) 四肢 (复合); (d) 封闭; (e) 开口

箍筋的最小直径与梁的截面高度有关。对于截面高度大于 800mm 的梁,其箍筋直径不宜小于 8mm ,对于截面高度为 800mm 及以下的梁,其箍筋直径不宜小于 6mm 。梁中配有计算的受压钢筋时,箍筋直径尚不应小于 $d/4$ (d 为受压钢筋的最大直径)。

为了保证纵向受力钢筋能可靠地工作,箍筋的肢数一般按下面规定采用:

当梁的宽度 $b < 150\text{mm}$ 时,采用单肢,见图 3-4 (a);

当梁的宽度 $150\text{mm} < b < 350\text{mm}$ 时,采用双肢,见图 3-4 (b);

当梁的宽度 $b > 350\text{mm}$ 时,或在一层内纵向受拉钢筋多于 5 根,或纵向受压钢筋多于 3 根时,采用四肢,见图 3-4 (c)。

3. 弯起钢筋

这种钢筋是由纵向受力钢筋弯起成型的。它的作用除在跨中承受正弯矩产生的拉力外,在靠近支座的弯起段则用来承受弯矩和剪力共同产生的主拉应力。

弯起钢筋的弯起角度:当梁高 $h < 800\text{mm}$ 时,采用 45° ;当梁高 $h > 800\text{mm}$ 时,采用 60° 。

4. 架立钢筋

为了固定箍筋的正确位置和形成钢筋骨架,在梁的受压区外缘两侧,要求布置平行于纵向受力钢筋的架立钢筋 (如在受压区配置纵向受压钢筋时,则可不再配置架立钢筋)。此外,架立钢筋还可承受因温度变化和混凝土收缩而产生的应力,防止发生裂缝。

架立筋的直径与梁长有关。当梁长小于 4m 时,架立筋直径不宜小于 6mm ;跨度等于 $4 \sim 6\text{m}$ 时,不宜小于 8mm ;跨度大于 6m 时,不宜小于 10mm 。

二、板的厚度及配筋

(一) 板的厚度

现浇板的厚度 h 取 10mm 为模数,对一般屋盖、楼板不小于 60mm 。预制板的最小厚度应考虑满足钢筋保护层厚度的要求。板的厚度要满足承载力、刚度和抗裂 (或裂缝宽度) 的要求。从刚度条件出发,板的厚度可按表 3-2 估算,且满足表 3-3 的要求。

表 3-2

估算板截面用的高跨比

构件种类	h/l_0	构件种类	h/l_0
单向板	1/40 ~ 1/35	无梁楼板 有柱帽 无柱帽	1/40 ~ 1/32 1/35 ~ 1/30
双向板	1/50 ~ 1/40		
悬臂板	1/12 ~ 1/10		

注 表中 l_0 为板的计算跨度。

表 3-3

现浇钢筋混凝土板的最小厚度

(mm)

板的类别		厚度	板的类别		厚度
单向板	屋面板	60	密肋板	肋间距不大于 700mm	40
	民用建筑楼板	60		肋间距大于 700mm	50
	工业建筑楼板	70	悬臂板	板的悬臂长度不大于 500mm	板的根部 60
	行车道下的楼板	80		板的悬臂长度大于 500mm	板的根部 80
	双向板	80	无梁楼板		150

注 当电气管线较多时,一般板厚 $h \geq 100\text{mm}$,但当梁钢筋较多时,板厚宜再适当增大。

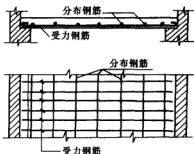


图 3-5 梁式板的配筋

(二) 板的配筋

梁式板抗拉应力的能力高,通常不会出现斜截面破坏,故梁式板中仅配有两种钢筋:受力钢筋和分布钢筋(或称温度筋)。受力钢筋沿板的跨度方向在受拉区布置;分布钢筋则沿垂直受力钢筋方向布置(见图 3-5)。

梁式板和梁一样,受力钢筋承受弯矩产生的拉力。

板中的受力钢筋直径多采用 8~12mm。为了使板受力均匀和混凝土浇筑密实,当采用绑扎钢筋作配筋时,其间距为 s ;当板厚 $h < 150\text{mm}$ 时,不应大于 200mm;当板厚 $h > 150\text{mm}$ 时,不应大于 $1.5h$,且不应大于 300mm;为了保证施工质量,钢筋间距一般不小于 70mm。

由板中伸入支座的下部钢筋,其间距不应大于 400mm,其截面面积不应小于跨中受力钢筋截面面积的 1/3。板中弯起钢筋的弯起角不宜小于 30° 。

分布钢筋的作用是:固定受力钢筋;将板上的荷载更有效地传递到受力钢筋上去;防止由于温度或混凝土收缩等原因沿跨度方向引起裂缝。

梁式板中单位长度上分布钢筋的截面面积,不应小于单位长度上受力钢筋截面面积的 15%,且不宜小于该方向板截面面积的 0.15%,其间距不应大于 250mm,直径不宜小于 6mm。板上集中荷载较大时,分布钢筋间距不宜大于 200mm。在板所受的温、收缩应力较大的现浇区域内,钢筋间距宜取为 150~200mm,并在板的末配置表面布置温度收缩钢筋。板的上、下表面沿纵、横两个方向的配筋率均不宜小于 0.1%。

三、梁、板混凝土保护层及截面有效高度

为了防止钢筋锈蚀和保证钢筋与混凝土紧密粘结,以及在火灾等情况下使钢筋温度上升缓慢,梁、板都应具有足够的混凝土保护层。混凝土保护层应从钢筋的外边缘起算。梁、板受力钢筋混凝土保护层最小厚度应按附表 10 的规定采用,但不小于受力钢筋直径。对于在室内正常环境中的梁、板混凝土保护层的最小厚度可按图 3-6 采用。

在计算梁、板受弯构件承载力时,因为混凝土开裂后拉力完全由钢筋承担,这时梁能发挥作用的截面高度应为受拉钢筋截面形心至受压边缘的距离,称为截面有效高度 h_0 (见图 3-6)。

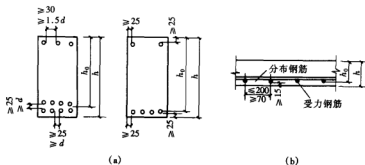


图 3-6 梁板混凝土最小保护层及有效高度

根据上述钢筋净距和混凝土保护层最小厚度的规定,并考虑到梁、板常用的钢筋直径,当混凝土等级强度不低于 C25 时,室内正常环境梁、板的截面有效高度 h_0 和梁、板的高度 h 有下述关系 (见图 3-6):

对于梁 $h_0 = h - 35\text{mm}$ (一排钢筋)

$h_0 = h - (50 \sim 60)\text{mm}$ (两排钢筋)

对于板 $h_0 = h - 20\text{mm}$

第三节 受弯构件正截面的受力特性

一、配筋率对构件破坏特征的影响

下面通过如图 3-7 所示承受两个对称集中荷载的矩形截面简支梁说明配筋率对构件破坏特征的影响。梁的截面宽度为 b , 截面高度为 h , 纵向受力钢筋截面面积为 A_s , 从受压边缘至纵向受力钢筋截面重心的距离 h_0 为截面的有效高度, 截面宽度与截面有效高度的乘积 bh_0 为截面的有效面积。构件的截面配筋率是指纵向受力钢筋截面面积与截面有效面积的百分比, 即

$$\rho = \frac{A_s}{bh_0} \quad (3-1)$$

构件的破坏特征取决于配筋率、混凝土的强度等级、截面形式等许多因素, 但是以配筋

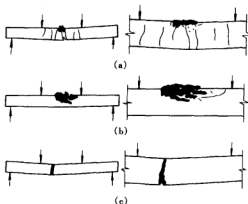


图 3-7 梁的三种破坏形式

(a) 适筋梁; (b) 超筋梁; (c) 少筋梁

率对构件破坏特征的影响最为明显。试验表明,随着配筋率的改变,构件的破坏特征将发生本质的变化。

(1) 当构件的配筋既不太多,也太少时,构件的破坏首先是由于受拉区纵向受力钢筋屈服,然后受压区混凝土被压碎,钢筋和混凝土的强度都能得到充分利用。这种破坏称为拉压破坏。拉压破坏在构件破坏前有明显的塑性变形和裂缝预兆,破坏不是突然发生的,呈塑性质,也称为适筋破坏,见图 3-7 (a)。

(2) 当构件的配筋太多时,构件的破坏特征也发生质的变化。构件的破坏是由于受压区的混凝土被压碎而引起,受拉区

纵向受力钢筋,不屈服,这种破坏称为受压破坏。受压破坏在破坏前虽然也有一定的变形和裂缝预兆,但不像拉压破坏那样明显,而且当混凝土压碎时,破坏突然发生,钢筋的强度得不到充分利用,破坏带有脆性性质,也称为超筋破坏,见图 3-7 (b)。

(3) 当构件的配筋太少时,构件不但承载能力很低,而且只要其一开裂,裂缝就急速开展,裂缝截面处的拉力全部由钢筋承受,钢筋由于突然增大的应力而屈服,构件亦立即发生破坏,我们称这种破坏为瞬拉破坏,见图 3-7 (c)。瞬拉破坏呈脆性性质,破坏前无明显预兆,破坏是突然发生的,也称为少筋破坏。

由上所述可见,少筋破坏和超筋破坏都具有脆性性质,破坏前无明显预兆,破坏时会造成严重后果,材料的强度得不到充分利用。因此应避免将受弯构件设计成少筋构件和超筋构件,只允许设计成适筋构件。我们将所讨论的范围限制在适筋构件以内,并且将通过控制配筋率和相对受压区高度等措施使设计的构件成为适筋构件。

二、适筋受弯构件截面受力的几个阶段

试验表明,对于配筋量适中的受弯构件,从开始加载到正截面完全破坏,截面的受力状态可以分为下面三个大的阶段:

(一) 第一阶段

截面开裂前的阶段

当荷载很小时,截面上的内力很小,应力与应变成正比,截面的应力分布为直线,这种受力阶段称为第 I 阶段,见图 3-8 (a)。

当荷载不断增大时,截面上的内力也不断增大,由于受拉区混凝土出现塑性变形,而使受拉区的应力图形呈曲线。当荷载增大到某一数值时,受拉区边缘的混凝土可达其实际的抗拉强度 f_t 和抗拉极限应变值 ϵ_t , 截面处在开裂前的临界状态,这种受力状态称为第 I_s 阶段,见图 3-8 (b)。

(二) 第二阶段

从截面开裂到受拉区纵向受力钢筋开始屈服的阶段

截面受力达 I_0 阶段后, 荷载只要稍许增加, 截面立即开裂, 截面上应力发生重分布, 裂缝处混凝土不再承受拉应力, 钢筋的拉应力突然增大, 受压区混凝土出现明显的塑性变形, 应力图形呈曲线, 这种受力阶段称为第 II 阶段, 见图 3-8 (c)。

荷载继续增加, 裂缝进一步开展, 钢筋和混凝土的应力不断增大。当荷载增加到某一数值时, 受拉区纵向受力钢筋开始屈服, 钢筋应力达到其屈服强度, 这种特定的受力状态称为第 II_s 阶段, 见图 3-8 (d)。

(三) 第三阶段

破坏阶段

受拉区纵向受力钢筋屈服后, 截面的承载力无明显的增加, 但塑性变形急速发展, 裂缝迅速开展, 并向受压区延伸, 受压区面积减小, 受压区混凝土压应力迅速增大, 这是截面受力的第 III 阶段, 见图 3-8 (e)。

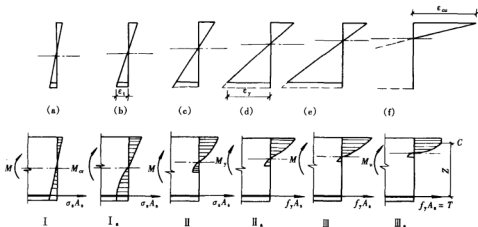


图 3-8 梁在各受力阶段的应力、应变图

在荷载几乎保持不变的情况下, 裂缝进一步急剧开展, 受压区混凝土出现纵向裂缝, 混凝土被完全压碎, 截面发生破坏, 这种特定的受力状态称为第 III_s 阶段, 见图 3-8 (f)。

试验同时表明, 从开始加载到构件破坏的整个受力过程中, 变形前的平面, 变形后仍保持平面。

进行受弯构件截面受力工作阶段的分析, 不但可以使我们详细地了解截面受力的全过程, 而且为裂缝、变形以及承载力的计算提供了依据。第 I_0 阶段可作为受弯构件抗裂度的计算依据; 阶段 II 相当于梁使用时的应力状态, 可作为使用阶段验算变形和裂缝开展宽度的依据; 而截面的承载力计算则是建立在第 III_s 阶段基础之上的。

第四节 单筋矩形梁正截面承载力计算

一、基本假设

(1) 截面应变保持平面。构件正截面弯曲变形后,其截面依然保持平面,截面应变分布服从平截面假定,即截面内任意点的应变与该点到中和轴的距离成正比,钢筋与外围混凝土的应变相同。国内外大量试验也表明,从加载开始至破坏,若受拉区的应变是采用跨过几条裂缝的长标距量测时,所测得破坏区段的混凝土及钢筋的平均应变,基本上是符合平截面假定的。

(2) 不考虑混凝土的抗拉强度,即认为拉力全部由受拉钢筋承担。虽然在中性轴附近尚有部分混凝土承担拉力,但与钢筋承担的拉力或混凝土承担的压力相比,数值很小,并且合力离中性轴很近,承担的弯矩可以忽略。

(3) 混凝土应力-应变关系。不考虑其下降段,并简化如图 3-9 所示的形式。

(4) 钢筋应力-应变关系。钢筋应力取钢筋应变与其弹性模量的乘积,但不大于其强度设计值,受拉钢筋的极限拉应变取 0.01,其简化的应力-应变曲线如图 3-10 所示。

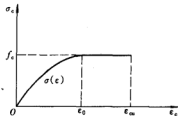


图 3-9 混凝土应力-应变设计曲线

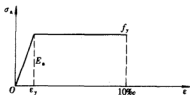


图 3-10 钢筋应力-应变设计曲线

二、受力分析

前述实验研究表明,适筋梁在正截面承载力极限状态,受拉钢筋已经达到屈服强度,压区混凝土达到受压破坏极限。以单筋矩形截面为例,根据上述假设,截面受力状态如图 3-11 所示。

此时,压区边缘混凝土压应变达到极限压应变。对于特定的混凝土强度等级, ϵ_0 与 ϵ_m 均可取为定值。因此,根据截面假定与混凝土应力-应变关系,压区混凝土应力分布图形由压区高度惟一确定,压区混凝土合力 C 的值为—积分表达式,压区混凝土合力作用点与受

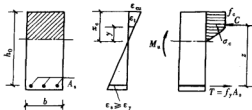


图 3-11 单筋矩形梁应力及应变分布图

拉钢筋合力作用点之间的距离 z 称为内力臂,也必须表达为积分的形式。

根据轴向力与对受拉钢筋合力作用点的力矩平衡,可以建立两个独立平衡方程

$$T = A_s f_y = C(x_c) \quad (3-2)$$

$$M_u = A_s f_y z(x_c) \quad (3-3)$$

通过联立求解上述两个方程虽然可以

进行截面设计计算,但因混凝土压应力分布为非线性分布,计算过程中需要进行比较复杂的积分计算,不利于工程应用。《混凝土规范》采用简化压应力分布的简化方法。

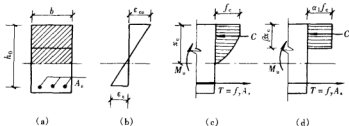


图 3-12 等效应力图

三、等效矩形应力图形

由于正截面抗弯计算的主要目的仅仅是为了建立 M_u 的计算公式,实际上并不需要完整地给出混凝土的压应力分布,而只要能确定压应力合力 C 的大小及作用位置就可以了。为此,《混凝土规范》对于非均匀受压构件,如受弯、偏心受压和大偏心受拉等构件的受压区混凝土的应力分布进行简化,即用等效矩形应力图形来代替二次抛物线加矩形的应力图形,见图 3-12。其代换的原则是:保证两图形压应力合力 C 的大小和作用点位置不变。

等效矩形应力图由无量纲参数 β_1 及 α_1 所确定; β_1 及 α_1 为等效矩形应力图块的特征值, α_1 为矩形应力图的强度与受压区混凝土最大应力 f_c 的比值; β_1 为矩形应力图的受压区高度与平截面假定的中和轴高度 x_c 的比值,即 $\beta_1 = x/x_c$; x 为等效压区高度值,简称压区高度。

根据试验及分析,可以求得 β_1 与 α_1 的值。 β_1 及 α_1 与混凝土强度等因素有关。对中高混凝土,当 $\epsilon_0 = 0.002$, $\epsilon_{cu} = 0.0033$ 时, $\beta_1 = 0.824$, $\alpha_1 = 0.969$,为简化计算取 $\beta_1 = 0.8$, $\alpha_1 = 1$ 。对高强混凝土,用随混凝土强度提高而逐渐降低的系数中值来反映高强混凝土的特点。应当指出,将上述简化计算规定用于三角形截面、圆形截面的受压区,会带来一定的误差。

《混凝土规范》规定:当 $f_{cu,k} < 50\text{N/mm}^2$ 时, β_1 取为 0.8;当 $f_{cu,k} = 80\text{N/mm}^2$ 时, β_1 取为 0.74,其间接直线内插法取用。当 $f_{cu,k} \leq 50\text{N/mm}^2$ 时, α_1 取为 1.0;当 $f_{cu,k} = 80\text{N/mm}^2$ 时, α_1 取为 0.94,其间接直线内插法取用。

四、界限相对受压区高度与最小配筋率

1. 界限相对受压区高度 ξ_b

界限相对受压区高度 ξ_b 是指在适筋梁的界限破坏时,等效压区高度与截面有效高度之比。界限破坏的特征是受拉钢筋屈服的同时,压区混凝土边缘达到极限压应变。

根据平截面假定,正截面破坏时,不同压区

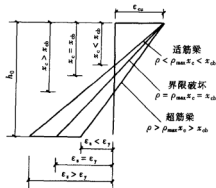


图 3-13 适筋梁、超筋梁在界限破坏时的截面平均应力-应变图

高度的应变变化如图 3-13 所示, 中间斜线表示的为界限破坏的应变。对于确定的混凝土强度等级, ϵ_u 的值为常数, $\beta_1 = x/x_c$ 也为常数。由图中可以看出, 破坏时的相对压区高度越大, 钢筋拉应变越小。

破坏时的相对压区高度为

$$\xi = \frac{x}{h_0} \quad (3-4)$$

界限相对受压区高度为

$$\xi_b = \frac{x_b}{h_0} = \frac{\beta_1 x_{cb}}{h_0} \quad (3-5)$$

式中 x , x_b ——分别为压区高度和在界限破坏时的压区高度, mm;
 h_0 ——截面有效高度, mm。

当 $\xi > \xi_b$, 破坏时钢筋拉应变 $\epsilon_s < \epsilon_{yo}$, 则受拉钢筋不屈服, 表明发生的破坏为超筋梁破坏。

当 $\xi < \xi_b$, 破坏时钢筋拉应变 $\epsilon_s > \epsilon_y$, 受拉钢筋已经达到屈服, 表明发生的破坏为适筋梁破坏或少筋梁破坏。

根据平截面假设, 相对界限受压区高度可用简单的几何关系求出, 即

$$\xi_b = \frac{x_b}{h_0} = \frac{\beta_1 x_{cb}}{h_0} = \frac{\beta_1 \epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} = \frac{\beta_1 \epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \frac{f_y}{E_s}} = \frac{\beta_1}{1 + \frac{f_y}{\epsilon_{cu} E_s}} \quad (3-6)$$

《混凝土规范》规定:

对有屈服点的钢筋为

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{f_y}{\epsilon_{cu} E_s}} \quad (3-7)$$

对无屈服点的钢筋为

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{0.002}{\epsilon_{cu}} + \frac{f_y}{\epsilon_{cu} E_s}} \quad (3-8)$$

截面受拉区内配有不同种类的钢筋时, 受弯构件的相对界限受压区高度应分别计算, 并取其小值。

2. 最小配筋率 ρ_{min}

《混凝土规范》规定: 对受弯梁类构件, 受拉钢筋百分率不应小于 $45f_t/f_y$, 同时不应小于 0.2; 当温度因素对结构构件有较大影响时, 受拉钢筋最小配筋百分率应比规定适当增加。

表 3-4

 β_1 、 α_1 、 ξ_b 值

混凝土强度等级	C15 ~ C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
β_1	0.8	0.79	0.78	0.77	0.76	0.75	0.74
α_1	1.0	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94
ξ_b	HRB235	0.614	0.604	0.594	0.584	0.575	0.555
	HRB335	0.550	0.541	0.531	0.522	0.512	0.493
	HRB400						
	RRB400	0.518	0.508	0.499	0.490	0.481	0.463

五、单筋矩形截面受弯构件正截面承载力计算

(一) 基本公式与适用条件

1. 计算公式

受弯构件正截面受弯承载力, 应满足作用在结构上的荷载在所计算的截面中产生的弯矩设计值 M , 不超过根据截面的设计尺寸、配筋量和材料的强度设计值计算得到的受弯构件的正截面受弯承载力设计值 M_u , 即

$$M \leq M_u \quad (3-9)$$

如图 3-14 所示, 取轴向力以及弯矩平衡, 即截面上水平方向的内力之和为零, 截面上内、外力对受拉钢筋合力点的力矩之和等于零, 可写出单筋矩形截面受弯构件正截面受弯承载力计算的基本公式为

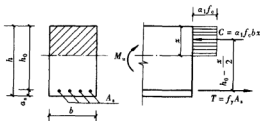


图 3-14 单筋矩形截面梁计算简图

$$\alpha_1 f_c b x = f_y A_s \quad (3-10)$$

$$M \leq M_u = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (3-11)$$

$$h_0 = h - a_s \quad (3-12)$$

式中 M ——弯矩设计值, $\text{N} \cdot \text{mm}$;

M_u ——正截面极限抵抗弯矩, $\text{N} \cdot \text{mm}$;

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值 (见附表 2) N/mm^2 ;

A_s ——受拉区纵向钢筋的截面面积, mm^2 ;

f_y ——钢筋的抗拉强度设计值 (见附表 5) N/mm^2 ;

α_1 ——矩形应力图的强度与受压区混凝土最大应力 f_c 的比值;

b ——截面宽度, mm ;

x ——按等效矩形应力图计算的受压区高度, mm ;

h_0 ——截面有效高度, mm ;

a_s ——受拉钢筋合力点至截面受拉边缘的距离, mm 。

当为一排钢筋时,取

$$a_s = c + \frac{d}{2} \quad (3-13)$$

式中 d ——钢筋直径, mm;

c ——混凝土保护层厚度, mm。

由式 (3-10) 可得

$$x = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c b} \quad (3-14)$$

则相对受压区高度为

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c b h_0} = \rho \frac{f_y}{\alpha_1 f_c} \quad (3-15)$$

由式 (3-15) 得 $\rho = \xi \alpha_1 \frac{f_c}{f_y}$ 。对于材料给定的截面, 相对受压区高度 ξ 和配筋率 ρ 之间有明确的换算关系, 即为该截面允许的最大配筋率 ρ_{\max} 。

2. 适用条件

式 (3-10)、式 (3-11) 仅适用适筋梁, 而不适用超筋及少筋梁。因为超筋梁破坏时钢筋的实际拉应力为 $\sigma_s < f_y$, 并未达到屈服强度, 这时, 钢筋应力 σ_s 为未知值, 放在以上公式中不能按 f_y 考虑; 少筋梁一旦开裂, 裂缝即延伸至梁顶部, 不存在受压区。因此, 对于上述适筋梁计算公式, 必须满足下列适用条件:

(1) 为防止超筋破坏, 应满足

$$\xi \leq \xi_b \quad (3-16)$$

$$x \leq x_b = \xi_b h_0 \quad (3-17)$$

$$\rho \leq \rho_{\max} = \xi_b \alpha_1 \frac{f_c}{f_y} \quad (3-18)$$

以上三式是同一含义, 为了便于应用, 写成三种形式, 满足其中之一, 其余两个必然得到满足。

(2) 为防止少筋破坏, 应满足

$$\rho \geq \rho_{\min} \quad (3-19)$$

当温度因素对结构构件有较大影响时, 受拉钢筋最小配筋百分率应比规定适当增加。

按照我国经验, 板的配筋经济率约为 0.3% ~ 0.8%; 单筋矩形梁的经济率约为 0.6% ~ 1.5%。

(二) 基本公式的应用

受弯构件设计时, 一般仅需对控制截面进行受弯承载力计算。所谓控制截面, 在等截面构件中一般是指弯矩设计值最大的截面; 在变截面构件中则是指截面尺寸相对较小, 而弯矩相对较大的截面。

基本公式的应用有两种情况: 截面设计和截面复核。

1. 截面设计

在进行截面设计时,通常是已知弯矩设计值 M ,要求确定构件的截面尺寸及配筋。就适筋梁而言,对正截面受弯承载力起决定作用的是钢筋的强度,而混凝土强度等级的影响不很明显。采用高强混凝土还存在降低结构延性等方面的问题。因此普通钢筋混凝土构件的混凝土强度等级不宜选得过高,一般现浇构件用 C20、C25、C30、C35、C40,预制构件为了减轻自重可适当提高。钢筋宜采用 HRB400 级和 HRB335 级,也可采用 HPB235 级钢筋。

截面尺寸一般可按表 3-1~表 3-3 估算来确定。

当材料与截面尺寸确定后,基本公式中有两个未知量 x 和 A_s ,通过解方程即可求得所需钢筋面积 A_s 。

【例 3-1】如图 3-15 所示的钢筋混凝土简支梁,结构的安全等级为二级,承受的恒荷载标准值 $g_k = 6\text{kN/m}$,活荷载标准值 $q_k = 15\text{kN/m}$,混凝土强度为 C25,HRB335 级钢筋,梁的截面尺寸 $b \times h = 250\text{mm} \times 500\text{mm}$,计算梁的纵向受拉钢筋 A_s 。

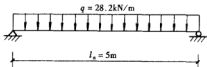


图 3-15 计算简图简支梁

解 查附表 2 和附表 5 得: C25 混凝土, $f_c = 11.9\text{N/mm}^2$, $f_t = 1.27\text{N/mm}^2$, $\alpha_1 = 1.0$; HRB335 级钢筋, $f_y = 300\text{N/mm}^2$, $\xi_b = 0.550$; $\gamma_0 = 1.0$ 。

荷载的分项系数: 恒荷载 $\gamma_G = 1.2$, 活荷载 $\gamma_Q = 1.4$ 。梁承受的均布荷载设计值为

$$q = 1.2 \times 6 + 1.4 \times 15 = 28.2\text{kN/m}$$

截面的弯矩值为

$$M = \frac{1}{8}ql^2 = \frac{1}{8}28.2 \times 5^2 = 88.13\text{kN} \cdot \text{m}$$

设纵向受拉钢筋按一排放置,则梁的有效高度为

$$h_0 = h - a_s = 500 - 35 = 465\text{mm}$$

由式 (3-11) 得

$$1.0 \times 88130000 = 11.9 \times 250x \left(465 - \frac{x}{2}\right)$$

整理上式得

$$x^2 - 930x + 59247 = 0$$

解上式的一元二次方程式,得截面的受压区高度为

$$x = 68.8\text{mm} < \xi_b = \xi_b h_0 = 0.550 \times 465 = 255.75\text{mm}$$

将值 x 代入式 (3-10), 受拉钢筋的截面面积为

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b x}{f_y} = \frac{1.0 \times 11.9 \times 250 \times 68.8}{300} = 682\text{mm}^2;$$

$$\rho_{\min} = 0.45f_t/f_y = 0.45 \times 1.27/300 = 0.19\% (\text{且} \geq 0.2\%)$$

$$A_{s\min} = 0.002 \times 250 \times 465 = 232.5\text{mm}^2 < 682\text{mm}^2$$

由以上验算,截面符合适筋条件。

选配钢筋: 选用 $2\Phi 18 + 1\Phi 16$, 实际钢筋截面面积为

$$A_s = 710\text{mm}^2 > 682\text{mm}^2$$

一排钢筋所需的最小宽度为

$$b_{\min} = 4 \times 25 + 2 \times 18 + 1 \times 16 = 152\text{mm} < b = 250\text{mm}$$

与原假设相符，不必重算。配筋如图 3-16 所示。

2. 截面复核

在实际工程中，经常遇到已经建成的或已完成设计的结构构件，其截面尺寸、配筋量和材料等均已知，要求计算截面的受弯承载力，或复核截面承受某个弯矩值是否安全。此类问题的根本是求截面极限承载力 M_u 值。在基本公式中，有两个未知量 x 和 M_u ，通过解方程即可求得所需截面极限承载力 M_u 值。

(三) 计算表格

按基本公式求解，一般必须解二次联立方程，为简化计算，可根据基本公式编制计算表格。下面介绍编制思路。

将基本公式 (3-10)、式 (3-11) 改写为

$$\alpha_1 f_c b x = f_y A_s = \alpha_1 f_c b h_0 \xi \quad (3-20)$$

$$M \leq M_u = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5\xi) \quad (3-21)$$

设

$$\alpha_s = \xi(1 - 0.5\xi) \quad (3-22)$$

$$\gamma_s = (1 - 0.5\xi) \quad (3-23)$$

可得

$$M_u = \alpha_s \alpha_1 f_c b h_0^2 \quad (3-24)$$

对混凝土压力合力作用点取力矩平衡，可得

$$M_u = f_y A_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = f_y A_s h_0 (1 - 0.5\xi) = \gamma_s f_y A_s h_0 \quad (3-25)$$

式中 γ_s ——力臂 z 与 h_0 的比值，称内力臂系数；

α_s ——截面抵抗矩系数。

系数 α_s 、 γ_s 仅与受压区相对高度 ξ 有关，可以预先算出，列成表格以便应用（见附表 15）。

在具体计算中，若查表不便时，亦可直接用下式计算

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} \quad (3-26)$$

$$\gamma_s = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_s}}{2} \quad (3-27)$$

【例 3-2】 已知条件同 [例 3-1]，用查表法求解。

解 参数查表与内力计算同 [例 3-1]。

由式 (3-24) 得

$$\alpha_s = \frac{\gamma_0 M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{1.0 \times 88130000}{1.0 \times 11.9 \times 250 \times 465^2} = 0.137$$

从附表 15 查得

$$\xi = 0.1477 < \xi_b$$

由式 (3-20) 得

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b h_0 \xi}{f_y} = \frac{1.0 \times 11.9 \times 250 \times 465 \times 0.1477}{300} = 682 \text{ mm}^2$$

计算结果与 [例 3-1] 相同。

【例 3-3】 某教学楼的内廊为简支在砖墙上的现浇钢筋混凝土平板, 见图 3-17 (a), 计算跨度 $l_0 = 2.38 \text{ m}$, 板上作用的均布活荷载标准值为 $q_k = 2 \text{ kN/m}$, 水磨石地面及细石混凝土垫层共 30 mm 厚 (重力密度为 22 kN/m^3), 板底粉刷白灰砂浆 12 mm 厚 (重力密度为 17 kN/m^3), 混凝土强度等级选用 C25, 纵向受拉钢筋采用 HPB235 级钢筋。试确定板厚度和受拉钢筋截面面积。

解 截面尺寸: 取 1 m 宽板带计算, 即 $b = 1000 \text{ mm}$; 取板厚 $h = 80 \text{ mm}$, 见图 3-17 (b), 一般板的保护层厚 15 mm , 取 $a_s = 20 \text{ mm}$, 则 $h_0 = 80 - 20 = 60 \text{ mm}$ 。

1. 荷载设计值

恒载标准值:

水磨石地面 $0.03 \times 22 = 0.66 \text{ kN/m}$

钢筋混凝土板自重 (重力密度为 25 kN/m^3) $0.08 \times 25 = 2 \text{ kN/m}$

白灰砂浆粉刷 $0.012 \times 17 = 0.204 \text{ kN/m}$

$$g_k = 0.66 + 2.0 + 0.204 = 2.864 \text{ kN/m}$$

活荷载标准值

$$q_k = 2.0 \text{ kN/m}$$

荷载设计值:

$$g = 1.2 \times 2.864 = 3.437 \text{ kN/m}$$

$$q = 1.4 \times 2.0 = 2.8 \text{ kN/m}$$

计算简图如图 3-17 (c) 所示。

2. 弯矩设计值

$$M = \frac{1}{8} (q + g) l^2 = \frac{1}{8} (2.8 + 3.437) \times 2.38^2 = 3.416 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

查附表 2 和附表 5 得: C25 混凝土, $f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2$, $f_t = 1.27 \text{ N/mm}^2$, $\alpha_1 = 1.0$; HPB235 级钢筋, $f_y = 210 \text{ N/mm}^2$, $\xi_b = 0.614$; 构件的安全等级为二级, $\gamma_0 = 1.0$ 。

由式 (3-24) 得

$$\alpha_s = \frac{\gamma_0 M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{1.0 \times 4416000}{1.0 \times 11.9 \times 1000 \times 60^2} = 0.103$$

从附表 15 查得

$$\xi = 0.109 < \xi_b$$

由式 (3-20) 得

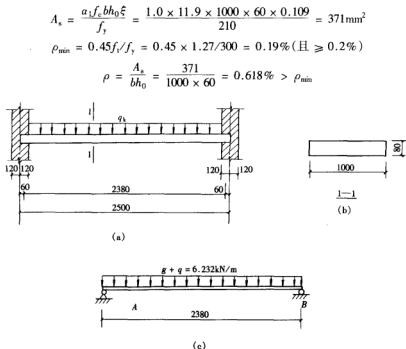


图 3-17 现浇混凝土板示意图

3. 选配钢筋

选 $\phi 8 @ 130 \text{ mm}$ ($A_s = 387 \text{ mm}^2$), 配筋见图 3-18。

【例 3-4】 已知梁的截面尺寸为 $200 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$, 受拉钢筋 $4 \Phi 16$, $A_s = 804 \text{ mm}^2$, 混凝土等级为 C25, 钢筋采用 HRB335 级, 承受弯矩设计值为 $M = 89 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 试验算此梁是否安全。

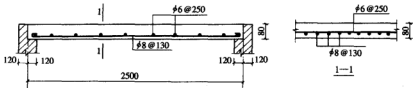


图 3-18 截面配筋图

解 查表得: C25 混凝土, $f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2$, $f_t = 1.27 \text{ N/mm}^2$, $\alpha_1 = 1.0$; HRB335 级钢筋, $f_y = 300 \text{ N/mm}^2$, $\xi_b = 0.550$ 。

纵向受拉钢筋按一排放置, 则梁的有效高度为

$$h_0 = 500 - 35 = 465 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = 0.45 f_t / f_y = 0.45 \times 1.27 / 300 = 0.19\% \text{ (且 } \geq 0.2\%)$$

$$\rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{807}{200 \times 465} = 0.867\% > \rho_{\min}$$

由式 (3-20) 得

$$\xi = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c b h_0} = \frac{807 \times 300}{1.0 \times 11.9 \times 200 \times 465} = 0.219 < \xi_b$$

从附表 15 查得

$$\alpha_s = 0.195$$

由式 (3-24) 得

$$M_u = \alpha_s \alpha_1 f_c b h_0^2 = 0.195 \times 1.0 \times 11.9 \times 200 \times 465^2 = 100350022 \text{ N} \cdot \text{mm} \approx 100.4 \text{ kN} \cdot \text{m} > M$$

此梁安全。

第五节 双筋矩形梁正截面承载力计算

一、概述

单筋矩形截面受弯构件所能承担的最大弯矩设计值为 $M_u = \alpha_1 f_c b h_0^2 (1 - 0.5 \xi_b)$ 。因此,当截面承受的弯矩较大,而截面尺寸受到使用条件的限制,不允许继续加大,混凝土强度等级也不宜提高时,则应采用双筋截面,即在受压区配置钢筋以协助混凝土承担压力,使破坏时受拉钢筋应力达到屈服强度而受压混凝土尚不致过早被压碎。

此外,在某些构件的截面中,不同的荷载作用下可能产生变号弯矩,如在风力或地震力作用下的框架横梁,为了承受正负弯矩分别作用时截面出现的拉力,需在梁截面的顶部及底部均配置钢筋,则截面便成为双筋截面。

在一般情况下采用受压钢筋来承受截面的部分压力是不经济的,应避免采用,但双筋梁可以提高截面的延性及减小使用阶段的变形。

二、受压钢筋的应力

双筋截面受弯构件的受力特点和破坏特征基本上与单筋截面相似,试验研究表明,只要满足 $\xi \leq \xi_b$ 时,双筋截面的破坏仍为受拉钢筋首先到达屈服,然后经历一般变形过程之后,受压区混凝土压碎,具有适筋梁的塑性破坏特征。因此,在建立截面受弯承载力的计算公式时,受压区混凝土仍可采用等效矩形应力图形。而受压钢筋的抗压强度设计值 f_y' 尚待确定。试验表明,当梁内适当地布置封闭

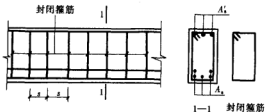


图 3-19 双筋矩形截面梁

箍筋(见图 3-19)使它能够有效约束纵向受压钢筋的纵向屈曲时,由于混凝土塑性变形的发展,破坏时受压钢筋应力是能够达到屈服的。但是当箍筋的间距过大或刚度不足(如采用开口钢箍)时,受压钢筋会过早向外侧凸出,这时受压钢筋的应力达不到屈服,而引起混凝土保护层剥落,使受压区混凝土过早破坏。因此《混凝土规范》要求当梁中配有计算需要的

受压钢筋时,箍筋应为封闭式。

双筋梁破坏时,受压钢筋的应力取决于它的应变 ϵ'_s , 如图 3-20 所示。

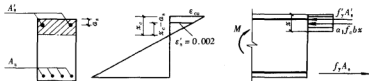


图 3-20 双筋矩形中受压钢筋的应变和应力

如受压钢筋的位置过低,截面破坏时受压钢筋就可能达不到屈服。若取 $\epsilon'_{cu} = 0.0033$, $\beta_1 = 0.8$, 并令 $x = 2\alpha'_s$, 则受压钢筋应变为

$$\epsilon'_s = 0.0033 \left(1 - \frac{0.8\alpha'_s}{2\alpha'_s} \right) = 0.00198 \approx 0.002$$

相应的受压钢筋应力为

$$\sigma'_s = E'_s \epsilon'_s = (1.95 \sim 2.1) \times 10^5 \times 0.002 = 390 \sim 420 \text{ N/mm}^2$$

对于 HPB235、HRB335、HRB400 及 RRB400 级钢筋,应变为 0.002 时的应力均可达到强度设计值 f'_y ,《混凝土规范》规定在计算中考虑受压钢筋并取 $\sigma'_s = f'_y$ 时,必须满足

$$x \geq 2\alpha'_s \quad (3-28)$$

如不满足上式,说明截面破坏时受压钢筋应变不能达到 0.002,认为受压钢筋不屈服。

当采用高强度钢筋作为受压筋时,当受压区混凝土压碎时,其强度设计值只能发挥到 $0.002E'_s$, 因此《混凝土规范》规定其抗压强度设计值最大只能取 $0.002E'_s$ 。

三、基本计算公式与适用条件

(一) 基本公式

双筋矩形截面受弯构件的截面应力如图 3-21 (a) 所示,同样取轴向力以及弯矩平衡,可写出双筋矩形截面受弯构件正截面受弯承载力计算的基本公式为

$$\alpha_1 f_c bx + f'_y A'_s = f_y A_s \quad (3-29)$$

$$M \leq M_u = \alpha_1 f_c bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (3-30)$$

式中 f'_y ——钢筋的抗压强度设计值, N/mm^2 ;

A'_s ——受压钢筋的截面面积, mm^2 ;

a'_s ——受压钢筋的合力作用点到截面受压边缘的距离, mm 。

其他符号同单筋矩形截面。

双筋矩形截面所承担的弯矩设计值 M_u 可分成两部分来考虑。第一部分是由受压区混凝土和与其相应的一部分受拉钢筋 A_{s1} 所形成的承载力设计值 M_{u1} , 相当于单筋矩形截面的受弯承载力见图 3-21 (b)。第二部分是由受压钢筋 A'_s 和与其相应的另一部分受拉钢筋 A_{s2} 所形成的承载力设计值 M_{u2} , 见图 3-21 (c)。

由图 3-21 (b) 知

$$\alpha_1 f_c bx = f_y A_{s1} \quad (3-31)$$

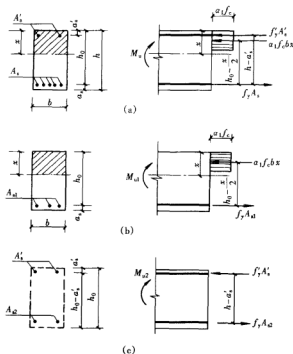


图 3-21 双筋矩形截面计算简图

$$M_{u1} = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (3-32)$$

由图 3-21 (c) 知

$$f_y' A_s' = f_y A_{s2} \quad (3-33)$$

$$M_{u2} = f_y' A_s' (h_0 - a_s') \quad (3-34)$$

叠加得

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} \quad (3-35)$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (3-36)$$

(二) 适用条件

(1) 为防止出现超筋破坏, 应满足

$$\xi \leq \xi_b \quad (3-37)$$

$$x < x_b = \xi_b h_0 \quad (3-38)$$

(2) 为保证受压钢筋达到抗压设计强度, 应满足

$$x \geq 2a_s' \quad (3-39)$$

在实际设计中若求得的 $x < 2a_s'$ 时, 则表明受压钢筋不能达到其抗压设计强度, 《混凝土规范》规定取 $x = 2a_s'$, 即假设混凝土压应力合力点与受压钢筋合力点相重合 (见图

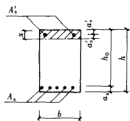
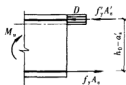


图 3-22 双筋截面在受压钢筋不屈服时的计算简图



3-22)。由于 $x < 2a_s'$ 时，混凝土压力合力在钢筋压力合力点上方，而对受压钢筋合力点取矩，是近似认为混凝土压力合力点与受压钢筋合力点相重合，实际上是忽略了混凝土压力对受压钢筋合力点取矩，是偏于安全的，由于两者距离很小，这样处理也不至于产生较大偏差。对受压钢筋合力点取矩，可得正截面受弯承载力计算公式

式

$$M \leq M = f_y A_s (h_0 - a_s') \quad (3-40)$$

双筋截面中的受拉钢筋常常配置较多，一般均能满足最小配筋率的要求，故不必进行验算。

四、基本公式的应用

(一) 截面设计

在双筋截面配筋计算中，可能遇到下列两种情况。

情况 1：已知材料强度等级、截面尺寸及弯矩设计值 M ，求受拉及受压钢筋面积 A_s 及 A_s' 。

在基本计算公式中，有 A_s 、 A_s' 及 x 三个未知数，尚需增加一个条件才能求解。在实际计算中，应使截面总的钢筋截面面积 ($A_s + A_s'$) 为最少，应考虑充分利用混凝土的强度。

此时，可直接将 $x = \xi_b$ 代入式 (3-30)，解得

$$A_s' = \frac{M - \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)}{f_y (h_0 - a_s')}$$

由式 (3-29) 可得

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b x + f_y' A_s'}{f_y}$$

情况 2：已知材料强度等级、截面尺寸、弯矩设计值 M 及受压钢筋面积 A_s' ，求受拉钢筋的面积 A_s 。

在此类情况中，受压钢筋面积通常是由变号弯矩或构造上的需要而设置的。在这种情况下，应考虑充分利用受压钢筋的强度，以使总用钢量为最小。设受压钢筋应力达到 f_y ，基本公式只剩下 A_s 及 x 两个未知数，可解方程求得，也可根据公式分解，用查表法求得，步骤如下：

查表，计算各类参数。

由式 (3-34) 求得

$$M_{\text{ad}} = f_y' A_s' (h_0 - a_s')$$

$$M_{\text{ad}} = M_1 - M_{\text{ad}}$$

$$a_s = \frac{M_{el}}{\alpha_1 f_c b h_0^2}$$

查附表 15 得 ξ 。

若求得 $2 a'_s \leq x = \xi h_0 \leq \xi_b h_0$

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s}{f_y}$$

若出现 $x < 2 a'_s$ 中的情况, 则 A_s 可由式 (3-40) 直接求得; 若求得的 $x > \xi_b h_0$ 说明给定的 A'_s 太少, 不符合公式的要求, 这时应按 A'_s 为未知值, 按情况 1 步骤进行计算 A_s 及 A'_s 。

(二) 截面复核

已知截面尺寸 b 、 h , 材料强度等级和钢筋用量 A_s 及 A'_s , 要求复核截面的受弯承载力。此时, 有两个未知量 x 和 M_u 。

由式 (3-29) 求 x , 若 $2 a'_s \leq x \leq \xi_b h_0$, 则可代入式 (3-30), 求得 M_u ; 若 $x < 2 a'_s$, 则利用式 (3-40) 求得 M_u ; 若 $x > \xi_b h_0$, 说明截面已属超筋, 破坏始于受压区, 计算时可取 $x = \xi_b h_0$ 。

【例 3-5】 已知梁截面尺寸 $b \times h = 200\text{mm} \times 500\text{mm}$, 混凝土强度等级为 C25, 钢筋用 HRB335 级钢筋。若梁承受的弯矩设计值为 $M = 210\text{kN} \cdot \text{m}$ 。求受压钢筋面积 A'_s 和受拉钢筋面积 A_s 。

解 查表得: C25 混凝土, $f_c = 11.9\text{N/mm}^2$, $\alpha_1 = 1.0$; HRB335 级钢筋, $f_y = 300\text{N/mm}^2$, $\xi_b = 0.550$ 。

验其是否需要采用双筋截面:

因弯矩设计值较大, 预计钢筋需排成两排, 故 $h = h - 60 = 500 - 60 = 440\text{mm}$ 。

单筋矩形截面所能承担的最大弯矩为

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi_b (1 - 0.5 \xi_b) = 1.0 \times 11.9 \times 200 \times 440^2 \times 0.550 \times (1 - 0.5 \times 0.550) \\ &= 183.7\text{kN} \cdot \text{m} < M = 210\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

说明需要采用双筋截面。

为使总用钢量为最小, 将 $x = \xi_b h_0$ 代入式 (3-30), 解得

$$A'_s = \frac{M - \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)}{f_y (h_0 - a'_s)} = \frac{M - M_{\max}}{f_y (h_0 - a'_s)} = \frac{210000000 - 183700000}{300 \times (440 - 35)} = 211\text{mm}^2$$

由式 (3-28) 可得

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s}{f_y} = \frac{1.0 \times 11.9 \times 200 \times 0.55 \times 440 + 300 \times 211}{300} = 2130\text{mm}^2$$

实际选用钢筋量: 受压钢筋 2 Φ 12 ($A'_s = 226\text{mm}^2$), 受拉钢筋 4 Φ 18 + 4 Φ 20 ($A_s = 2275\text{mm}^2$)。截面配筋如图 3-23 所示。

【例 3-6】 已知一矩形截面梁, $b \times h = 300\text{mm} \times 600\text{mm}$, 混凝土强度等级为 C30, 受拉钢筋用 HRB335 级钢。在受压区已配置 2 Φ 14 (308mm^2) 的 HRB335 级受压钢筋, 梁承受的弯矩设计值 $M = 150\text{kN} \cdot \text{m}$ 时, 求受拉钢筋的截面面积 A_s 。

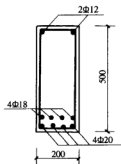


图 3-23 截面配筋

直接求得

解 查附表 2 和附表 5 得: C30 混凝土, $f_c = 14.3\text{N/mm}^2$, $a_1 = 1.0$; HRB335 级钢筋, $f'_y = f_y = 300\text{N/mm}^2$, $\xi_b = 0.55$ 。钢筋排成一排, 故 $h = h - 35 = 600 - 35 = 565\text{mm}$ 。

$$M_{u2} = f'_y A'_s (h_0 - a'_s) = 300 \times 308 \times (565 - 35) \\ = 48972000\text{N} \cdot \text{mm} = 48.972\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{u1} = M_1 - M_{u2} = 150 - 48.972 = 101.028\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha_s = \frac{M_{u1}}{a_1 f_c b h_0^2} = \frac{101028000}{1 \times 14.3 \times 300 \times 565^2} = 0.11$$

查表得 $\xi = 0.117 < \xi_b$

$x = 0.117 \times 565 = 66.1\text{mm} < 2 a'_s = 75\text{mm}$, 则 A_s 可用式 (3-37)

$$A_s = \frac{M}{f_y (h_0 - a'_s)} = \frac{150000000}{300 \times (565 - 35)} = 943.4\text{mm}^2$$

配 4Φ18 ($A_s = 1017\text{mm}^2$)。

【例 3-7】 已知混凝土强度等级为 C20, 采用 HRB335 级钢, 截面尺寸 $b \times h = 200\text{mm} \times 400\text{mm}$, 受拉钢筋 3Φ25 (1473mm^2), 受压钢筋 2Φ16 (402mm^2)。要求承受弯矩设计值为 $M = 100\text{kN} \cdot \text{m}$, 验算此截面是否安全。

解 查表得: C20 混凝土, $f_c = 9.6\text{N/mm}^2$, $a_1 = 1.0$; HRB335 级钢筋, $f'_y = f_y = 300\text{N/mm}^2$, $\xi_b = 0.55$ 。

由式 (3-29) 得

$$h_0 = 400 - 40 = 360\text{mm} \\ x = \frac{f_y A_s - f'_y A'_s}{a_1 f_c b} = \frac{300 \times 1473 - 300 \times 402}{1 \times 9.6 \times 200} = 167.3\text{mm}$$

$$2 a'_s = 75\text{mm} < x < \xi_b h_0 = 0.55 \times 360 = 198\text{mm}$$

由式 (3-30) 得

$$M_u = a_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \\ = 1 \times 9.6 \times 200 \times 167.3 \times \left(360 - \frac{167.3}{2} \right) + 300 \times 402 \times (360 - 35) \\ = 128080000\text{N} \cdot \text{mm} = 128.08\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M = 100\text{kN} \cdot \text{m} < M_u$$

此截面安全。

第六节 T 形截面承载力计算

一、概述

矩形截面受弯构件是按第 III_s 阶段进行正截面承载力计算的, 此时受拉区混凝土早已开

裂,在裂缝截面处混凝土不再承担拉力,对截面的抗弯承载力已不起作用,因此可将受拉区混凝土挖去一部分,将受拉钢筋集中布置在肋内,且钢筋截面重心高度不变,形成如图 3-24 所示的 T 形截面,它和原来的矩形截面所能承受的弯矩是相同的。这样可节省混凝土,减轻构件自重。

T 形截面伸出部分称为翼缘,中间部分称为肋或梁腹。T 形梁的肋宽度为 b ,位于截面受压区的翼缘宽度为 b_f' ,厚度为 h_f' ,截面总高为 h 。工字型截面位于受拉区的翼缘不参与受力,因此也按 T 形截面计算。

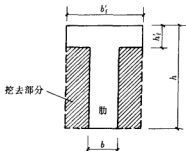


图 3-24 T 形截面尺寸

T 形截面受弯构件在实际结构中应用颇为广泛。对于预制构件有 T 形吊车梁、I 形檩条等,见图 3-25 (a),其他如 I 形吊车梁、槽形板、空心板等截面均可换算成 T 形截面计算,见图 3-25 (b)。现浇肋梁楼盖中楼板与梁整浇在一起,形成整体式 T 形梁,见图 3-25 (b),其跨中截面承受正弯矩,挑出的翼缘位于受压区,与肋的受压区混凝土共同受力,受压区为 T 形,见图 3-25 (c) 中的 1-1 截面,故应按 T 形截面计算。但其支座处承受负弯矩,梁顶面受拉,翼缘位于受拉区,翼缘混凝土开裂后退出工作不参与受力,见图 3-25 (c) 中的 2-2 上截面,因此应按宽度为 b 的矩形截面计算,不按 T 形截面计算。

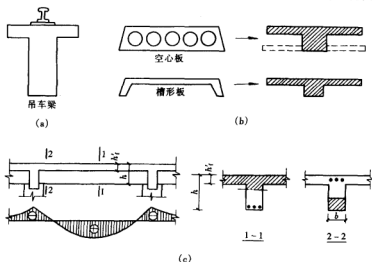


图 3-25 T 形截面构件

通过试验和理论分析得知 T 形梁受弯后,翼缘中的纵向压应力的分布是不均匀的,靠近梁肋处翼缘中压应力较高,而离肋部越远翼缘中压应力越小,见图 3-26 (a)。故在设计中把与肋共同工作的翼缘宽度限制在一定范围内,称为翼缘的计算宽度 b_f' ,在 b_f' 宽度范围内翼缘全部参与工作,并假定其压应力是均匀分布的,见图 3-26 (b)、(d)。而在这范围以外



图 3-26 T 形截面翼缘的应力分布和计算宽度

部分, 则不考虑它参与受力。

试验表明, b_f' 是与梁的跨度、翼缘厚度 h_f' 、受力情况 (单独梁、肋形梁、支座约束条件等) 有关的。《混凝土规范》规定 T 形及倒 L 形截面受弯构件翼缘计算宽度 b_f' 如表 3-5 所示。计算时取表中三个 b_f' 值的最小值。

表 3-5 T 形、倒 L 形截面受弯构件翼缘计算宽度 b_f'

考虑情况		T 形截面		倒 L 形截面
		肋形梁 (板)	独立梁	肋形梁 (板)
按计算跨度 l_0 考虑		$l_0/3$	$l_0/3$	$l_0/6$
按梁 (肋) 净距 S_0 考虑		$b + s_0$	—	$b + s_0/2$
按翼缘高度 h_f' 考虑	当 $h_f'/h_0 \geq 0.1$	—	$b + 12h_f'$	—
	当 $0.1 > h_f'/h_0 \geq 0.05$	$b + 12h_f'$	$b + 6h_f'$	$b + 5h_f'$
	当 $h_f'/h_0 < 0.05$	$b + 12h_f'$	$b + 12h_f'$	$b + 5h_f'$

注 1. 表中 b 为梁的腹板宽度。

2. 如肋形梁在梁跨内设有间距小于纵肋间距的横肋时, 则可不遵守表列第三种情况的规定, 见图 3-27 (b)。

3. 如图 3-27 (c) 所示, 对有加肋的 T 形和倒 L 形截面, 当受压区加肋的高度 $h_b > h_f'$, 且加肋的宽度 $b_b < 3h_b$ 时, 则其翼缘计算宽度可按表列第三种情况规定分别增加 $2b_b$ (T 形截面) 和 b_b (倒 L 形截面)。

4. 独立梁受压区的翼缘板在荷载作用下, 经验算沿纵肋方向可能产生裂缝时, 则计算宽度取用腹板宽度 b , 见图 3-27 (d)。

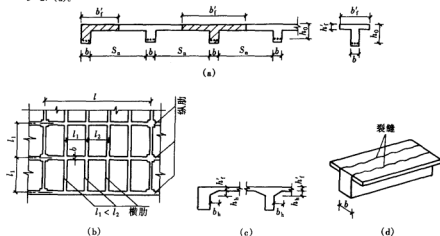


图 3-27 有加肋的 T 形和倒 L 形截面

二、基本公式与适用条件

按照构件破坏时中和轴位置的不同, T形截面可分为两类:

第一类 T形截面: 中和轴在翼缘内, 即 $x \leq h'_f$, 见图 3-28 (a)。

第二类 T形截面: 中和轴在梁肋内, 即 $x > h'_f$, 见图 3-28 (b)。

(一) 两类 T形梁的判别

当中和轴恰好位于翼缘下边缘时, $x = h'_f$, 这种情况就是两类 T形梁的界限情况 (见图 3-29)。

由平衡条件得

$$\alpha_1 f_c b'_f h'_f = f_y A_s \quad (3-41)$$

$$M_u = \alpha_1 f_c b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \quad (3-42)$$

式中 b'_f ——T形截面受压区的翼缘宽度, mm;

h'_f ——T形截面受压区的翼缘高度, mm。

若

$$\alpha_1 f_c b'_f h'_f \geq f_y A_s \quad (3-43)$$

或

$$M \leq \alpha_1 f_c b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \quad (3-44)$$

即钢筋所承受的拉力不大于全部翼缘高度混凝土受压时所承受的压力, 不需要全部翼缘混凝土受压, 足以与弯矩设计值 M 相平衡, 故 $x \leq h'_f$, 属第一类 T形截面。

反之, 若

$$\alpha_1 f_c b'_f h'_f < f_y A_s \quad (3-45)$$

或

$$M > \alpha_1 f_c b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \quad (3-46)$$

说明仅仅翼缘高度 h'_f 内的混凝土受压尚不足以与钢筋负担的拉力或弯矩设计值 M 相平衡, 中和轴将下移, 即 $x > h'_f$, 属第二类 T形截面。

式 (3-43) 及式 (3-45) 适用于复核截面时的判别 (此时 A_s 已知), 而式 (3-44) 及式 (3-46) 适用于截面设计的判别 (此时 M 已知)。

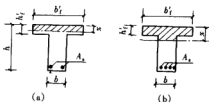


图 3-28 两类 T形截面

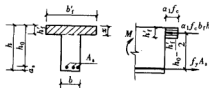


图 3-29 两类 T形截面的界限

(二) 第一类 T 形截面的基本计算公式及适用条件

1. 基本计算公式

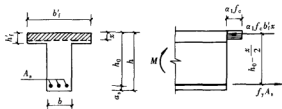


图 3-30 第一类 T 形截面计算简图

为翼缘宽度 b_f' 即可。由图 3-30 的截面平衡条件可得

$$a_1 f_c b_f' x = f_y A_s \quad (3-47)$$

$$M \leq M_u = a_1 f_c b_f' x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (3-48)$$

2. 适用条件

(1) 防止超筋梁破坏, 即

$$x < x_b = \xi_b h_0 \quad (3-49)$$

对于第一类 T 形截面, $x \leq h_f'$, 由于一般 T 形截面的 $\frac{h_f'}{h_0}$ 较小, 因而 ξ_b 值也小, 所以一般均能满足这个条件。

(2) 防止少筋梁破坏, 即

$$\rho > \rho_{\min}$$

必须注意, 此情况下的 ρ 是对于梁肋部计算的, 即 $\rho = \frac{A_s}{bh_0}$, 而不是用 $\rho = \frac{A_s}{b_f' h_0}$ 计算的。

(三) 第二类 T 形截面的基本计算公式及适用条件

1. 基本计算公式

第二类 T 形截面, 中和轴在梁肋内, 受压区高度 $x > h_f'$, 此时, 受压区为 T 形, 截面为真正的 T 形截面。由图 3-31 (a) 的截面平衡条件可得

$$a_1 f_c b x + a_1 f_c (b_f' - b) h_f' = f_y A_s \quad (3-50)$$

$$M \leq M_u = a_1 f_c b_f' x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + a_1 f_c (b_f' - b) h_f' \left(h_0 - \frac{h_f'}{2} \right) \quad (3-51)$$

与双筋矩形截面类似, T 形截面梁所承担的弯矩设计值 M 也可分成两部分来考虑。第一部分是肋部受压区混凝土和与其相应的一部分受拉钢筋 A_{s1} 所形成的承载力设计值 M_{u1} , 相当于单筋矩形截面的受弯承载力, 见图 3-31 (b)。第二部分是翼缘的受压混凝土和与其相应的另一部分受拉钢筋 A_{s2} 所形成的承载力设计值 M_{u2} , 见图 3-31 (c)。

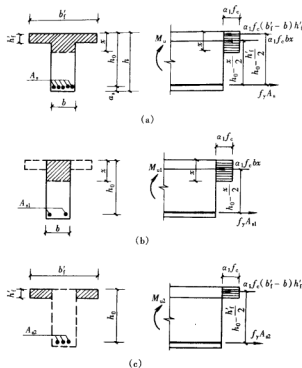


图 3-31 第二类 T 形截面计算简图

由图 3-31 (b) 可知

$$\alpha_1 f_c b x_s = f_y A_{s1} \quad (3-52)$$

$$M_{u1} = \alpha_1 f_c b_f' x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (3-53)$$

由图 3-31 (c) 可知

$$\alpha_1 f_c (b_f' - b) h_f' = f_y A_{s2} \quad (3-54)$$

$$M_{u2} = \alpha_1 f_c (b_f' - b) h_f' \left(h_0 - \frac{h_f'}{2} \right) \quad (3-55)$$

叠加得

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} \quad (3-56)$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (3-57)$$

2. 适用条件
避免超筋梁

$$x < x_b = \xi_b h_0 \quad (3-58)$$

第二类 T 形截面的配筋率一般较大, 均能满足 $\rho > \rho_{min}$, 可不必验算。

三、基本公式的应用

(一) 截面设计

已知材料强度等级、截面尺寸及弯矩设计值 M ，求受拉钢筋面积 A_s ，计算时应先判断截面类型，对不同类型进行不同的计算。

第一种类型：满足下列判别条件

$$M \leq \alpha_1 f_c b'_i h'_i \left(h_0 - \frac{h'_i}{2} \right)$$

则其计算方法与 $b'_i \times h$ 的单筋矩形截面梁完全相同，不同的是应注意最小配筋率验算时截面宽度的取值。

第二种类型：满足下列判别条件

$$M > \alpha_1 f_c b'_i h'_i \left(h_0 - \frac{h'_i}{2} \right)$$

在基本计算公式中，有 A_s 及 x 两个未知数，可用方程组直接求解。也可用简化计算方法，计算过程如下：

查表，计算各类参数。

由式 (3-55) 求得

$$M_{u2} = \alpha_1 f_c (b'_i - b) h'_i \left(h_0 - \frac{h'_i}{2} \right)$$

$$M_{u1} = M_u - M_{u2}$$

$$\alpha_s = \frac{M_{u1}}{\alpha_1 f_c b h_0^2}$$

查附表 15 得 ξ_s 。

若求得 $x < x_b = \xi_b h_0$ ，则

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b x + \alpha_1 f_c (b'_i - b) h'_i}{f_y}$$

否则应加大截面，或提高混凝土强度等级，或采用双筋梁。

(二) 截面复核

已知材料强度等级、截面尺寸及受拉钢筋面积 A_s ，求承担弯矩设计值 M_u 。截面复核也应先判断截面类型。

第一种类型：满足下列判别条件

$$\alpha_1 f_c b'_i h'_i \geq f_y A_s$$

则其计算方法与 $b'_i \times h$ 的单筋矩形截面梁完全相同。

第二种类型：满足下列判别条件

$$\alpha_1 f_c b'_i h'_i < f_y A_s$$

在基本计算公式中，有 M_u 及 x 两个未知数，可用方程组直接求解。也可用简化计算方法，计算过程如下：

查表，计算各类参数；

由式 (3-50) 求得 x ;

若 $x \leq \xi_b h_0$, 则代入式 (3-51) 求得 M_u 。

【例 3-8】已知一肋梁楼盖的次梁, 跨度为 6m, 间距为 2.4m, 截面尺寸如图 3-32 所示。跨中最大正弯矩设计值 $M = 90.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 混凝土强度等级为 C25, 钢筋为 HRB335 级, 试计算次梁纵向受拉钢筋面积 A_s 。

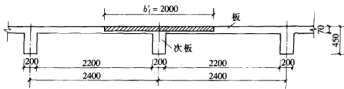


图 3-32 截面尺寸

解 查表得: C25 混凝土, $f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2$, $\alpha_1 = 1.0$; HRB335 级钢筋, $f_y = 300 \text{ N/mm}^2$; $\xi = 0.550$; $\gamma_0 = 1.0$ 。

1. 确定翼缘计算宽度 b'_f

由表 3-5 可得:

按梁跨度考虑 $b'_f = \frac{l}{3} = \frac{6000}{3} = 2000 \text{ mm}$;

按梁净距 S_n 考虑 $b'_f = b + S_n = 200 + 2200 = 2400 \text{ mm}$;

按翼缘高度 h_0 考虑 $h'_f = 450 - 35 = 415 \text{ mm}$; 则

$$\frac{h'_f}{h_0} = \frac{70}{415} = 0.169 > 0.1$$

故翼缘不受限制。

翼缘计算宽度 b'_f 取三者中的较小值, 即

$$b'_f = 2000 \text{ mm}$$

2. 判别 T 形截面类型

$$\begin{aligned} \alpha_1 f_c b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) &= 1 \times 11.9 \times 2000 \times 70 \times \left(415 - \frac{70}{2} \right) = 633080000 \text{ N} \cdot \text{mm} \\ &= 633.08 \text{ kN} \cdot \text{m} > M \end{aligned}$$

属于第一类 T 形截面。

3. 求 A_s

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b'_f h_0^2} = \frac{90550000}{1.0 \times 11.9 \times 2000 \times 415^2} = 0.022$$

从附表 15 查得

$$\xi = 0.022 < \xi_b$$

由公式得

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b'_f h_0 \xi}{f_y} = \frac{1.0 \times 11.9 \times 2000 \times 415 \times 0.022}{300} = 724 \text{ mm}^2$$

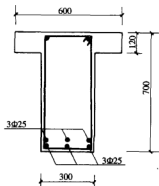


图 3-33 梁截面尺寸及配筋

$$\rho = \frac{A_s}{bh_0} = 0.87\% > \rho_{\min}$$

【例 3-9】 已知梁截面尺寸如图 3-33 所示，混凝土强度等级为 C20，采用 HRB335 级钢筋，截面承受弯矩设计值 $M = 500\text{kN}\cdot\text{m}$ ，试求纵向受拉钢筋截面面积 A_s 。

解 查表得：C20 混凝土， $f_c = 9.6\text{N/mm}^2$ ， $\alpha_1 = 1.0$ ；HRB335 级钢筋， $f_y = 300\text{N/mm}^2$ ， $\xi = 0.550$ ； $\gamma_0 = 1.0$ 。

设纵向受拉钢筋布置两排，则

$$h_0 = h - 60 = 700 - 60 = 640\text{mm}$$

1. 判别 T 形截面类型

$$\alpha_1 f_c b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 1 \times 9.6 \times 600 \times 120 \times \left(640 - \frac{120}{2} \right) = 400896000 \text{ N}\cdot\text{mm} = 400.896\text{kN}\cdot\text{m} < M$$

属于第二类 T 形截面。

2. 求 A_s 。

用式 (3-55) 求得

$$M_{\omega} = \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 1 \times 9.6 \times (600 - 300) \times 120 \times \left(640 - \frac{120}{2} \right) = 200449000 \text{ N}\cdot\text{mm} \approx 200.45\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ul} = M_u - M_{\omega} = 500 - 200.45 = 299.55$$

$$\alpha_s = \frac{M_{ul}}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{299550000}{1.0 \times 9.6 \times 300 \times 640^2} = 0.251$$

查表得

$$\xi = 0.294 < \xi_b$$

$$x = 0.299 \times 640 = 188.16\text{mm}$$

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b x + \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f}{f_y} = \frac{1 \times 9.6 \times 300 \times 188.16 + 1 \times 9.6 \times (600 - 300) \times 120}{300} = 2886\text{mm}^2$$

实际配筋如图 3-33 所示。

【例 3-10】 已知某钢筋混凝土梁截面尺寸及配筋如图 3-34 所示，混凝土等级为 C20，HRB335 级钢筋，要求承受弯矩设计值 $M = 295\text{kN}\cdot\text{m}$ ，试复核此截面是否安全。

解 材料参数同例 3-9。

$$h_0 = h - 60 = 750 - 60 = 690\text{mm}$$

判别 T 形截面类型

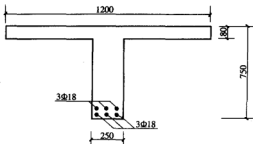


图 3-34 梁截面尺寸及配筋

$$\alpha_1 f_c b' h'_i = 1.0 \times 9.6 \times 1200 \times 80 = 921600 \text{ N} > f_y A_s = 300 \times 1527 = 458100 \text{ N}$$

属于第一类 T 形截面。

$$\xi = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c b' h_0} = \frac{1527 \times 300}{1.0 \times 9.6 \times 1200 \times 690} = 0.058 < \xi_b$$

从附表 15 查得

$$\alpha_s = 0.055$$

$$M_u = \alpha_s \alpha_1 f_c b h_0^2 = 0.055 \times 1.0 \times 9.6 \times 1200 \times 690 = 301656960 \text{ N} \cdot \text{mm} \approx 301.66 \text{ kN} \cdot \text{m} > M$$

此截面安全。

第七节 受弯构件斜截面承载力计算

一、概述

在实际工程中,大多数钢筋混凝土受弯构件除了承受弯矩外,还同时承受剪力。试验研究和工程实践都表明,在钢筋混凝土受弯构件中某些区段常常产生斜裂缝,并可能沿斜截面(斜裂缝)发生破坏。斜截面破坏往往带有脆性破坏的性质,缺乏明显的预兆,因此在实际工程中应当避免,在设计时必须进行斜截面承载力的计算。

为了防止受弯构件发生斜截面破坏,首先应保证梁的斜截面受剪承载力满足要求,即使构件有一个合理的截面尺寸,并配置必要的箍筋,箍筋也与梁底纵筋和架立钢筋绑扎或焊接在一起,形成钢筋骨架,使各种钢筋得以在施工时维持在正确的位置上。当构件承受的剪力较大时,还可设置斜钢筋,斜钢筋一般利用梁内的纵筋弯起而形成,称为弯起钢筋。箍筋和弯起钢筋(或斜筋)又统称为腹筋(见图 3-3)。

二、无腹筋梁斜截面的受力特点和破坏形态

(一) 无腹筋梁应力状态

为了理解钢筋混凝土梁斜裂缝出现的原因和斜裂缝的形态,先分析不配置腹筋梁斜裂缝出现前的应力状态。图 3-35 为一矩形截面钢筋混凝土简支梁在两个对称集中荷载作用下的弯矩图和剪力图,图中 CD 段为纯弯段,AC、DB 段为剪弯段(同时作用有剪力和弯矩)。在荷载较小的梁内尚未出现裂缝之前,梁处于整体工作阶段,此时可将钢筋混凝土梁视为匀质弹性体,按一般材料力学公式来分析它的应力,并画出梁的主应力轨迹线,见图 3-35(a)。图中实线代表主拉应力,虚线代表主压应力。

$$\text{主拉应力} \quad \sigma_{\sigma} = \frac{\sigma}{2} + \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + \tau^2} \quad (3-59)$$

$$\text{主压应力} \quad \sigma_{\sigma} = \frac{\sigma}{2} - \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + \tau^2} \quad (3-60)$$

主应力的作用方向与梁轴线夹角 α ,按下式确定

$$\lg 2\alpha = -\frac{2\tau}{\sigma} \quad (3-61)$$

随着荷载的增加,梁内各点的主应力也增加,当主拉应力和主压应力的组合超过混凝土

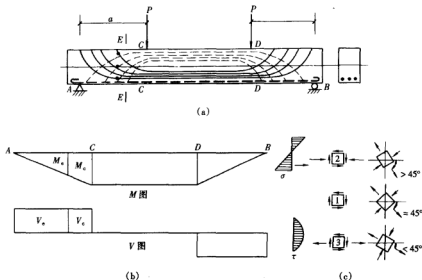


图 3-35 斜裂缝出现前的应力状态

(a) 主应力迹线; (b) 内力图; (c) 应力状态

在拉压应力状态下的强度时,将出现斜裂缝。试验研究表明,在集中荷载作用下,无腹筋简支梁的斜裂缝出现过程有两种典型情况。一种是在梁底首先因弯矩的作用而出现垂直裂缝,

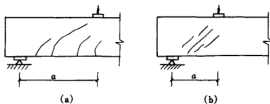


图 3-36 弯剪斜裂缝和腹剪斜裂缝

(a) 弯剪斜裂缝; (b) 腹剪斜裂缝

随着荷载的增加,初始垂直裂缝逐渐向上发展,并随着主拉应力方向的改变而发生倾斜,向集中荷载作用点延伸,裂缝下宽上细,称为弯剪斜裂缝,见图 3-36 (a)。另一种是首先在梁中和轴附近出现大致与中和轴成 45° 倾角的斜裂缝,随着荷载的增加,裂缝沿主压应力迹线方向分别向支座和集中荷载作用点

延伸,裂缝中间宽两头细,呈枣核形,称为腹剪斜裂缝,见图 3-36 (b)。

(二) 无腹筋梁沿斜截面破坏的主要形态

试验研究指出,无腹筋梁在集中荷载作用下沿斜截面破坏的形态主要有以下三种 (见图 3-37)。

1. 斜压破坏

当集中荷载距支座较近,即 $\frac{a}{h_0} < 1$ (对均布荷载作用下 $\frac{l}{h_0} < 3$) 时,破坏前梁腹部将首先出现一系列大体上相互平行的腹剪斜裂缝,向支座和集中荷载作用处发展,这些斜裂缝将梁腹分割成若干倾斜的受压杆件,最后由于混凝土斜向压酥而破坏,这种破坏称为斜压破坏,

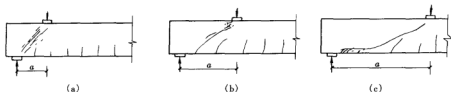


图 3-37 斜截面破坏的主要形态

(a) 斜压破坏; (b) 剪压破坏; (c) 斜拉破坏

见图 3-37 (a)。

2. 剪压破坏

当跨高比 $1 < \frac{l}{h_0} < 3$ (对均布荷载作用下 $3 < \frac{l}{h_0} < 9$) 时, 梁承受荷载后, 先在剪跨段内出现弯剪斜裂缝, 当荷载继续增加到某一数值时, 在数条弯剪斜裂缝中出现一条延伸较长, 相对开展较宽的主要斜裂缝, 称为临界斜裂缝。随着荷载的继续增加, 临界斜裂缝不断向加载点延伸, 使混凝土受压区高度不断减小, 最后剪压区混凝土在剪应力和压应力的共同作用下达到复合应力状态下的极限强度而破坏, 这种破坏称为剪压破坏, 见图 3-37 (b)。

3. 斜拉破坏

当跨高比 $\frac{l}{h_0} > 3$ (对均布荷载作用下 $\frac{l}{h_0} > 9$) 时, 斜裂缝一出现便很快发展, 形成临界斜裂缝, 并迅速向加载点延伸使混凝土截面裂通, 梁被斜向拉断成为两部分而破坏。破坏时, 沿纵向钢筋往往产生水平撕裂裂缝, 这种破坏称为斜拉破坏, 见图 3-37 (c)。

无腹筋梁除了上述三种主要的破坏形态外, 在不同的条件下, 还可能出现其他的破坏形态, 例如局部挤压破坏、纵筋的锚固破坏等。

三、有腹筋梁斜截面的破坏形态

为了提高钢筋混凝土梁的受剪承载力, 防止梁沿斜截面发生脆性破坏, 在实际工程结构中一般在梁内都配有腹筋 (箍筋和弯起钢筋)。腹筋虽然不能防止斜裂缝的出现, 但却能限制斜裂缝的开展和延伸。因此, 腹筋的数量对梁斜截面的破坏形态和受剪承载力有很大影响。

如果箍筋配置的数量过多 (箍筋直径较大、间距较小), 则在箍筋尚未屈服时, 斜裂缝间的混凝土即因主压应力过大而发生斜压破坏。此时梁的受剪承载力取决于构件的截面尺寸和混凝土强度。

如果箍筋配置的数量适当, 则在斜裂缝出现以后, 原来由混凝土承受的拉力转由与斜裂缝相交的箍筋来承受, 在箍筋尚未屈服时, 由于箍筋限制了斜裂缝的开展和延伸, 荷载尚能有较大增长。当箍筋屈服后, 由于箍筋应力基本不变而应变迅速增加, 箍筋不再能有效地抑制斜裂缝的开展和延伸, 最后斜裂缝上端剪压区的混凝土在剪压复合应力作用下达到极限强度, 发生剪压破坏。

如果箍筋配置的数量过少 (箍筋直径较小、间距较大), 则斜裂缝一出现, 原来由混凝土承受的拉力转由箍筋承受, 箍筋很快达到屈服强度, 变形迅速增加, 不能抑制斜裂缝的发

展。此时，梁的受力性能和破坏形态与无腹筋梁相似，当剪跨比较大时，也将发生斜拉破坏。

四、影响斜截面受剪承载力的主要因素

受弯构件斜截面受剪承载力的因素很多，主要有以下几方面。

(一) 剪跨比

剪跨比是一个无量纲的计算参数，反映了截面承受的弯矩和剪力的相对大小，按下式确定

$$\lambda = \frac{M}{Vh_0} \quad (3-62)$$

式中 λ ——剪跨比；

M ——弯矩，N·mm；

V ——梁计算截面所承受的剪力，N；

h_0 ——截面的有效高度，mm。

对集中荷载作用下的无腹筋梁，剪跨比是影响破坏形态和受剪承载力最主要的因素之一。

对有腹筋梁，在低配箍时剪跨比的影响较大，在中等配箍时剪跨比的影响次之，在高配箍时剪跨比的影响则较小。

(二) 混凝土强度

斜截面破坏是因混凝土到达极限强度而发生的，故混凝土强度对梁受剪承载力的影响很大。试验研究和理论分析都已表明，在斜裂缝出现后，斜裂缝间的混凝土在剪应力和压应力的作用下处于拉压应力状态，是在拉应力和压应力的共同作用下破坏的。梁的受剪承载力随混凝土抗拉强度的提高而提高，大致成线性关系。

(三) 配箍率和箍筋强度

有腹筋梁出现斜裂缝以后，箍筋不仅可以直接承受部分剪力，还能抑制斜裂缝的开展和延伸，提高剪压区混凝土的抗剪能力和纵筋的销栓作用，间接地提高梁的受剪承载力。试验研究表明，当配箍量适当时，梁的受剪承载力随配箍量的增大和箍筋强度的提高而有较大幅度的提高。

配箍量一般用配箍率 ρ_{sv} 表示，即

$$\rho_{sv} = \frac{nA_{svl}}{bs} \times 100\% \quad (3-63)$$

式中 ρ_{sv} ——配箍率，%；

n ——同一截面内箍筋的肢数；

A_{svl} ——单肢箍筋的截面面积， mm^2 ；

b ——截面宽度，mm；

s ——箍筋间距，mm。

(四) 纵向钢筋的配筋率

纵向钢筋能抑制斜裂缝的扩展，使斜裂缝上端剪压区的面积较大，从而能承受较大的剪

力,同时纵筋本身也能通过销栓作用承受一定的剪力。因而纵向钢筋的配筋量增大时,梁的受剪的承载力也会有所提高,但目前我国规范中的抗剪计算公式并未考虑这一影响。

(五) 斜截面上的骨料咬合力

斜裂缝处的骨料咬合力对无腹筋梁的斜截面受剪影响较大。

(六) 截面尺寸和形状

(1) 截面尺寸的影响。截面尺寸对无腹筋梁的斜截面受剪有较大影响,而对于有腹筋梁的影响则较小。

(2) 截面形状的影响。这主要是指T形梁,其翼缘大小对受剪承载力有影响。适当增加翼缘宽度,可提高受剪承载力25%,但翼缘过大,增大作用就趋于平缓。另外,梁宽增厚也可提高受剪承载力。

五、受弯构件斜截面承载力计算公式

(一) 基本假设

由于影响斜截面受剪承载力的因素较多,尽管国内外学者已进行了大量的试验和研究,但迄今为止,钢筋混凝土梁受剪机理和计算的理论还未完全建立起来。因此,目前各国《混凝土规范》采用的受剪承载力公式仍为半经验、半理论的公式。对试验现象的观察和试验数据的分析表明,决定抗剪的各项因素,相互关联、影响,而非简单的叠加关系。对于钢筋混凝土受弯构件斜截面破坏的三种形态中,有一些可以通过一定的构造措施来避免。规定箍筋的最少数目,就可以防止斜拉破坏的发生;不使梁的截面过小,就可以防止斜压破坏的发生。对于常见的剪压破坏,因为梁的受剪承载力变化幅度较大,设计时则必须进行计算,主要考虑的平衡条件 $\Sigma y = 0$,同时引入一些参数。

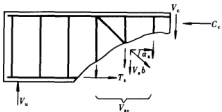


图 3-38 斜裂缝脱离体受力图

其基本假设为:

(1) 梁发生剪压破坏时,斜截面所承受的剪力 V_u 由三部分组成,见图 3-38,即

$$V_u = V_c + V_m + V_{ab} \quad (3-64)$$

式中 V_c ——斜裂缝上端或压区混凝土承担的剪力, N;

V_m ——穿过斜裂缝的箍筋承担的剪力, N;

V_{ab} ——穿过斜裂缝的弯起钢筋承担的剪力, N。

当不配置弯起钢筋时,则有

$$V_u = V_c + V_m = V_m \quad (3-65)$$

式中 V_m ——构件斜截面上混凝土和箍筋共同承担的剪力, N。

(2) 梁剪压破坏时,与斜裂缝相交的箍筋和弯起钢筋的拉应力都达到其屈服强度,但考虑拉力不均匀,特别是靠近剪压区的箍筋有可能达不到屈服强度。

(3) 在有腹筋梁中,不考虑斜截面上的骨料咬合力和纵筋的销栓力作用。

(4) 截面尺寸的影响主要对无腹筋梁受弯构件,故仅在不配箍筋和弯起钢筋的厚板计算

时才考虑。

(5) 剪跨比是影响斜截面受剪承载力最主要的因素之一, 但为了计算公式应用简便, 仅在计算集中荷载为主梁时才考虑 λ 的影响。

图 3-39 为有腹筋梁受剪承载力试验结果。

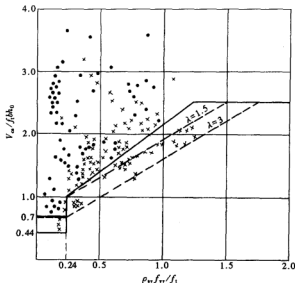


图 3-39 有腹筋梁受剪承载力试验结果

(二) 计算公式

(1) 对矩形、T形和 I 形截面的一般受弯构件, 当仅配有箍筋时, 其斜截面的受剪承载力应按下列公式计算

$$V \leq V_{\alpha} = 0.7 f_t b h_0 + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (3-66a)$$

或

$$\frac{V_{\alpha}}{f_t b h_0} = 0.7 + 1.25 \rho_{sv} \frac{f_{yv}}{f_t} \quad (3-66b)$$

$$A_{sv} = n A_{sv1}$$

式中 V ——构件斜截面上的最大剪力设计值, N;

V_{α} ——构件斜截面上混凝土和箍筋的受剪承载力设计值, N;

A_{sv} ——配置在同一截面内箍筋各肢的全部截面面积, mm^2 ;

n ——在同一个截面内箍筋的肢数;

A_{sv1} ——单肢箍筋的截面面积, mm^2 ;

s ——沿构件长度方向上箍筋的间距; mm;

f_{yv} ——箍筋抗拉强度设计值, N/mm^2 。

(2) 对集中荷载作用下的独立梁 (包括作用有多种荷载, 且其集中荷载对支座截面或节

点边缘所产生的剪力值占总剪力值的 75% 以上的情况) 改按下式计算

$$V \leq V_{cs} = \frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (3-67a)$$

或

$$\frac{V_{cs}}{f_t b h_0} = \frac{1.75}{\lambda + 1.0} + \rho_{sv} \frac{f_{yv}}{f_t} \quad (3-67b)$$

$$\lambda = \frac{a}{h_0} \quad (3-68)$$

式中 λ ——计算截面的剪跨比;

a ——计算截面至支座截面或节点边缘的距离。计算截面取集中荷载作用处的截面。

当 $\lambda < 1.5$ 时, 取 $\lambda = 1.5$; 当 $\lambda > 3$ 时, 取 $\lambda = 3$; 计算截面至支座之间的箍筋, 应均匀配置。

(3) 配有箍筋和弯起钢筋的梁。

当梁配有箍筋和弯起钢筋时, 弯起钢筋所能承担的剪力为弯起钢筋的总拉力在垂直于梁轴方向的分力 (见图 3-38), 按下式确定

$$V_{ab} = 0.8 f_y A_{ab} \sin \alpha_s \quad (3-69)$$

式中 A_{ab} ——同一弯起平面内弯起钢筋的截面面积, mm^2 ;

f_y ——弯起钢筋的抗拉强度设计值, 考虑到弯起钢筋在靠近斜裂缝顶部的剪压区时, 可能达不到屈服强度, 乘以 0.8 的降低系数;

α_s ——斜截面上弯起钢筋与构件纵向轴线的夹角, 一般可取 $\alpha_s = 45^\circ$, 当梁截面较高时可取 $\alpha_s = 60^\circ$ 。

因此, 对矩形、T 形和 I 形截面的一般受弯构件, 当配有箍筋和弯起钢筋时, 其斜截面的受剪承载力应按下列公式计算

$$V \leq V_{cs} + V_{ab} = 0.7 f_t b h_0 + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.8 f_y A_{ab} \sin \alpha_s \quad (3-70)$$

对集中荷载作用下的独立梁 (包括作用有多种荷载, 且其中集中荷载对支座截面或节点边缘所产生的剪力值占总剪力值的 75% 以上的情况) 改按下式计算

$$V \leq V_{cs} + V_{ab} = \frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.8 f_y A_{ab} \sin \alpha_s \quad (3-71)$$

式中 V ——配置弯起钢筋处截面的剪力设计值, kN 。

当计算第一排 (对支座而言) 弯起钢筋时, 取用支座边缘处的剪力值; 当计算以后的每一排弯起钢筋时, 取用前一排 (对支座而言) 弯起钢筋弯起点处的剪力值。

(三) 公式的适用范围

1. 上限值——最小截面尺寸和最大配箍率

由式 (3-66) ~ 式 (3-71) 可以看出, 对于有腹筋梁, 其斜截面的剪力由混凝土、箍筋 (有时包括弯起钢筋) 共同承担。但是, 当梁的截面尺寸确定之后, 斜截面受剪承载力并不能随着腹筋配置数量的增加而无限地提高。当腹筋的数量超过一定值后, 梁的受剪承载力几乎不再增加, 腹筋的应力达不到屈服强度而发生斜压破坏, 此时梁的受剪承载力取决于混凝土的抗压强度和梁的截面尺寸。为了防止这种情况发生, 《混凝土规范》规定, 矩形、T

形和 I 形截面的受弯构件, 其受剪截面应符合下列条件:

$$V \leq 0.25 \beta_c f_c b h_0 \quad \left(\text{当 } \frac{h_x}{b} \leq 4 \text{ 时} \right) \quad (3-72)$$

$$V \leq 0.2 \beta_c f_c b h_0 \quad \left(\text{当 } \frac{h_x}{b} \geq 6 \text{ 时} \right) \quad (3-73)$$

当 $4 < \frac{h_x}{b} < 6$ 时, 按线性内插法取用。

式中 V ——构件斜截面上的最大剪力设计值, N ;

β_c ——混凝土强度影响系数, 当混凝土强度等级不超过 C50 时, 取 $\beta_c = 1.0$, 当混凝土强度等级为 C80 时, 取 $\beta_c = 0.8$, 其间按线性内插法取用;

f_c ——混凝土轴心抗压强度, N/mm^2 ;

b ——矩形截面的宽度、T 形截面或 I 形截面的腹板宽度, mm ;

h_w ——截面的腹板高度, mm , 矩形截面取有效高度 h_0 , T 形截面取有效高度减去翼缘高度, I 形截面取腹板净高, mm 。

h_0 ——截面有效高度, mm 。

以上各式表示了梁在相应情况下斜截面受剪承载力的上限值, 相当于限制了梁所必须具有的最小截面尺寸, 在只配有箍筋的情况下也限制了最大配箍率。如果上述条件不能满足, 则应加大梁截面尺寸或提高混凝土的强度等级。

2. 下限值——最小配箍率和箍筋的构造规定

钢筋混凝土梁出现斜裂缝后, 斜裂缝处原来由混凝土承受的拉力全部转由箍筋承担, 使箍筋的拉应力突然增大。如果配置的箍筋过少, 则斜裂缝一出现, 箍筋的应力很快达到其屈服强度 (甚至被拉断), 不能有效地限制斜裂缝的发展而导致发生斜拉破坏。为了防止这种情况发生, 《混凝土规范》规定的最小配箍率为

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs} \geq \rho_{sv, \min} = 0.24 \frac{f_t}{f_{yv}} \quad \left(\text{当 } V \geq 0.7 f_t b h_0 \text{ 时} \right) \quad (3-74)$$

在满足了最小配箍率的要求后, 如果箍筋选得较粗而配置较稀, 则可能因箍筋间距过大在两根箍筋之间出现不与箍筋相交的斜裂缝, 使箍筋无法发挥作用。为此《混凝土规范》还规定了箍筋的最大间距 s_{\max} (见表 3-6), 箍筋和弯起钢筋的间距均不应超过 s_{\max} (见图 3-40)。此外, 为了使钢筋骨架具有一定的刚性, 便于制作安装, 箍筋的直径也不应太小。对截面高度大于 $800mm$ 的梁, 其箍筋直径不宜小于 $8mm$; 对截面高度为 $800mm$ 及以下的梁, 其箍筋直径不宜小于 $6mm$; 当梁中配有计算需要的纵向受压钢筋时, 箍筋的直径尚不小于 $\frac{d}{4}$ (d 为纵向受压钢筋的最大直径)。

表 3-6

梁中箍筋的最大间距

(mm)

梁高 h	$V > 0.7 f_t b h_0$ 时	$V \leq 0.7 f_t b h_0$ 时	梁高 h	$V > 0.7 f_t b h_0$ 时	$V \leq 0.7 f_t b h_0$ 时
$150 < h \leq 300$	150	200	$500 < h \leq 800$	250	350
$300 < h \leq 500$	200	300	$h > 800$	300	400

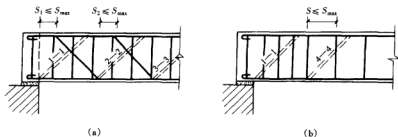


图 3-40 斜截面受剪承载力的计算位置

(a) 配箍筋和弯起钢筋的梁; (b) 只配箍筋的梁

(四) 厚板的计算公式

对不配置箍筋和弯起钢筋的一般板类受弯构件, 其斜截面受剪承载力应符合下列规定

$$V \leq V = 0.7\beta_h f_t b h_0 \quad (3-75)$$

$$\beta_h = \left(\frac{800}{h_0} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (3-76)$$

式中 V ——构件斜截面上的最大剪力设计值, N ;

β_h ——截面高度影响系数, 当 $h_0 < 800\text{mm}$ 时, 取 $h_0 = 800\text{mm}$, 当 $h_0 > 2000\text{mm}$ 时, 取 $h_0 = 2000\text{mm}$;

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值, N/mm^2 。

六、受弯构件斜截面承载力的计算方法

在实际工程中受弯构件斜截面承载力的计算通常有两类问题, 即截面设计和截面校核。

(一) 计算截面位置

在计算斜截面的受剪承载力时, 其剪力设计值的计算截面应按下列规定采用 (见图 3-40):

- (1) 支座边缘处的截面 1-1;
- (2) 受控区弯起钢筋弯起点处的截面 2-2、3-3;
- (3) 箍筋截面面积或间距改变处的截面 4-4;
- (4) 腹板宽度改变处的截面。

上述截面都是斜截面承载力比较薄弱的地方, 所以都应该进行计算, 并应取这些斜截面范围内的最大剪力, 即斜截面起始端的剪力作为剪力设计值。

(二) 截面设计

当已知剪力设计值 V 、材料强度和截面尺寸, 要求确定箍筋和弯起钢筋的数量, 其计算步骤可归纳如下。

1. 验算梁截面尺寸是否满足要求

梁的截面以及纵向钢筋通常已由正截面承载力计算初步选定, 在进行受剪承载力计算时, 首先应按式 (3-72) 或式 (3-73) 复核梁截面尺寸, 当不满足要求时, 应加大截面尺

寸或提高混凝土强度等级。

2. 判断是否需要按计算配置腹筋

若梁承受的剪力设计值较小, 截面尺寸较大, 或混凝土强度等级较高, 而满足下列条件时:

矩形、T形和I形截面梁

$$V \leq 0.7f_tbh_0 \quad (3-77)$$

对集中荷载作用下的独立梁

$$V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_t b h_0 \quad (3-78)$$

则可不进行斜截面受剪承载力计算, 而按构造规定选配箍筋。否则, 应按计算配置腹筋。

3. 计算箍筋

当剪力完全由混凝土和箍筋承担时, 箍筋按下列公式计算:

对于矩形、T形或I形截面的一般受弯构件, 由式(3-66a)可得

$$\frac{nA_{svl}}{s} \geq \frac{V - 0.7f_t b h_0}{1.25f_{yv} h_0} \quad (3-79)$$

对集中荷载作用下的独立梁(包括作用有多种荷载, 且其集中荷载对支座截面或节点边缘所产生的剪力值占总剪力值75%以上的情况), 由式(3-67a)可得

$$\frac{nA_{svl}}{s} \geq \frac{V - \frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_t b h_0}{f_{yv} h_0} \quad (3-80)$$

计算出 $\frac{nA_{svl}}{s}$ 后, 可先确定箍筋的肢数(一般常用双肢箍, 即 $n=2$)和箍筋间距 s , 然后便可确定箍筋的截面面积 A_{svl} 和箍筋的直径。也可先确定单肢箍筋的截面面积 A_{svl} 和肢数 n , 然后求出箍筋的间距。注意选用的箍筋直径和间距应满足构造规定。

4. 计算弯起钢筋

当需要配置弯起钢筋与混凝土和箍筋共同承受剪力时, 一般可先选定箍筋的直径和间距, 并按式(3-66a)或式(3-67a)计算出 V_{cs} , 再由下式计算弯起钢筋的截面面积, 即

$$A_{sb} \geq \frac{V - V_{cs}}{0.8f_y \sin \alpha_s} \quad (3-81)$$

也可以先选定弯起钢筋的截面面积 A_{sb} , 由式(3-70)或式(3-71)求出 V_{cs} , 再按只配箍筋的方法计算箍筋。

(三) 截面校核

当已知材料强度、截面尺寸、配箍数量以及弯起钢筋的截面面积, 要求校核斜截面所能承受的剪力 V 时, 只要将各已知数据代入式(3-66)、式(3-69)或式(3-67)、式(3-70)即可求得解答。但应注意按式(3-72)或式(3-73)复核梁截面尺寸以及配箍率, 并检验已配的箍筋直径和间距是否满足构造规定。

【例3-11】一钢筋混凝土简支梁(见图3-41), 两端支撑在240mm厚的砖墙上, 梁净

跨 $l_n = 3.56\text{m}$, 梁截面尺寸 $b \times h = 200\text{mm} \times 500\text{mm}$, 配有 $3\phi 25$ 纵筋, 承受永久均布荷载标准值 $g_k = 25\text{kN/m}$, 可变均布荷载标准值 $q_k = 50\text{kN/m}$, 采用 C25 混凝土, 箍筋采用 HPB235 级, 纵筋采用 HRB335 级, 试进行斜截面受剪承载力的计算。

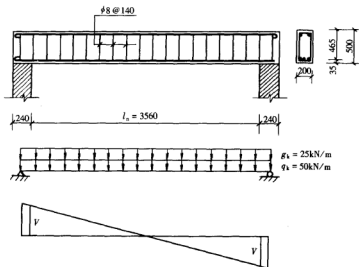


图 3-41 计算简图

解 步骤如下。

1. 已知条件

净跨 $l_n = 3.56\text{m}$, $b = 200\text{mm}$, $h_0 = h - 35 = 465\text{mm}$; C25 级混凝土 $f_c = 11.9\text{N/mm}^2$, $f_t = 1.27\text{N/mm}^2$; HPB235 级钢筋 $f_y = 210\text{N/mm}^2$, HRB335 级钢筋 $f_y = 300\text{N/mm}^2$ 。

2. 计算剪力设计值

最危险的截面在支座边缘处, 以该处的剪力控制设计, 剪力设计值为

$$V = \frac{1}{2}(\gamma_G g_k + \gamma_Q q_k) l_n = \frac{1}{2} \times (1.2 \times 25 + 1.4 \times 50) \times 3.56 = 178\text{kN}$$

3. 验算梁截面尺寸

$$h_w = h_0 = 465\text{mm}$$

$$\frac{h_w}{b} = \frac{465}{200} < 4$$

$$0.25 f_c b h_0 = 0.25 \times 11.9 \times 200 \times 465 = 276675\text{N} = 276.675\text{kN} > V = 178\text{kN}$$

截面尺寸满足要求。

4. 判别是否需要按计算配置腹筋

$$0.7 f_t b h_0 = 0.7 \times 1.27 \times 200 \times 465 = 82677\text{N} = 82.677\text{kN} < V$$

需要按计算配置腹筋。

5. 第一种方法——只配箍筋不配弯起钢筋

$$\frac{nA_{stl}}{s} \geq \frac{V - 0.7f_t b h_0}{1.25f_y h_0} = \frac{178 \times 10^3 - 0.7 \times 1.27 \times 200 \times 465}{1.25 \times 210 \times 465} = 0.7809$$

选 $\Phi 8$ 双肢箍, $A_{stl} = 50.3 \text{ mm}^2$, $n = 2$, 代入上式得

$$s \leq 129 \text{ mm}$$

取 $s = 120 \text{ mm}$

配箍率

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs} = \frac{2 \times 50.3}{200 \times 120} = 0.419\% \geq \rho_{sv, \min} = 0.24 \times \frac{f_t}{f_y} = 0.163\%$$

且所选箍筋直径和间距均符合构造规定。

6. 第二种方法——配箍筋和弯起钢筋 (见图 3-42)

一般可先确定箍筋, 箍筋的数量可参考以往的设计经验和构造规定来选定, 本例选用 $\Phi 8 @ 200$, 弯起钢筋利用梁底 HRB335 级钢筋弯起, 弯起角 $\alpha_s = 45^\circ$, $f_y = 300 \text{ N/mm}^2$ 。由式 (3-78) 可得

$$A_{sb} \geq \frac{V - V_{cs}}{0.8f_y \sin \alpha_s} = \frac{178 \times 10^3 - 0.7 \times 1.27 \times 200 \times 465 - 1.25 \times 210 \times \frac{2 \times 50.3}{200} \times 465}{0.8 \times 300 \times \sin 45^\circ} = 199.9 \text{ mm}^2$$

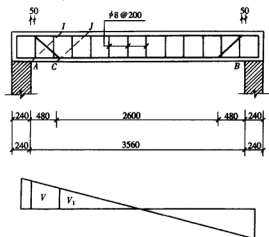


图 3-42 配箍筋和弯起钢筋

CJ 截面只配箍筋而未配弯起钢筋, 其受剪承载力为

$$V_{cs} = 0.7f_t b h_0 + 1.25f_y \frac{A_{sv}}{s} h_0 = 0.7 \times 1.27 \times 200 \times 465 + 1.25 \times 210 \times \frac{2 \times 50.3}{200} \times 465 = 144094 \text{ N} = 144.094 \text{ kN} > V_1 = 130 \text{ kN}$$

CJ 斜截面受剪承载力满足要求, 既配箍筋又配弯起钢筋的情况见图 3-42。

【例 3-12】一钢筋混凝土矩形截面简支梁 (见图 3-43), 跨度为 4 m , 截面尺寸 $b \times h$

实际弯起 $1\Phi 25$, $A_{sb} = 490.9 \text{ mm}^2$, 满足要求。

上面的计算考虑的是从支座边 A 处向上发展的斜截面 AI (见图 3-42), 为了保证沿梁各斜截面的安全, 对纵筋弯起点 C 处的斜截面 CJ 也应该验算。根据图 3-42, 弯起钢筋的上弯点到支座边缘的距离应符合 $s_1 \leq s_{\max}$ 。本例取 $s = 50 \text{ mm}$, 由 $\alpha_s = 45^\circ$ 可求出弯起钢筋的下弯点到支座边缘的距离为 480 mm , 因此 C 处的剪力设计值为

$$V_1 = \frac{1}{2} \times (1.2 \times 25 + 1.4 \times 50) \times (3.56 - 2 \times 0.48) = 130 \text{ kN}$$

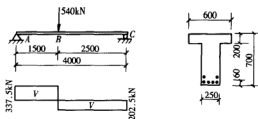


图 3-43 计算简图

= 250mm × 700mm, 承受一集中荷载, 其设计值 $P = 540\text{kN}$ (忽略梁自重), 采用 C30 混凝土, 箍筋用 HRB335 级钢筋, 纵筋采用 HRB400 级 6 Φ 25, 试确定梁内箍筋和弯起钢筋。

解 本例为承受集中荷载作用的情况, 集中荷载作用点 B 处左右截面的剪力设计值及剪跨比不同。

1. 已知条件

净跨 $l_n = 4\text{m}$, $b = 250\text{mm}$, $h_0 = h - 60 = 640\text{mm}$; C30 级混凝土 $f_c = 14.3\text{N/mm}^2$; $f_t = 1.43\text{N/mm}^2$; HRB335 级钢筋 $f_y = 300\text{N/mm}^2$ 。

2. 验算梁截面尺寸

$$h_w = h_0 - 200 = 440\text{mm}$$

$$\frac{h_w}{b} = \frac{440}{250} = 1.76 < 4$$

$$0.25\beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 1.0 \times 14.3 \times 250 \times 640 = 572000\text{N} = 572\text{kN} > V = 337.5\text{kN}$$

截面尺寸满足要求。

3. 判别是否需要按计算配置腹筋

$$0.7f_t b h_0 = 0.7 \times 1.43 \times 250 \times 640 = 160160\text{N} = 160.16\text{kN} < V$$

需要按计算配置腹筋。

4. 确定箍筋和弯起钢筋

AB 段: 考虑纵筋配置情况, 可在上排两根 $\Phi 25$ 中先弯起一根 ($A_{sb} = 490.9\text{mm}^2$)。

$$V_{sb} = 0.8A_{sb}f_y \sin\alpha_s = 0.8 \times 490.9 \times 360 \times 0.707 = 99975\text{N}$$

$$V_{cs} = V_A - V_{sb} = 337500 - 99975 = 237525\text{N}$$

$$\lambda = \frac{a}{h_0} = \frac{1500}{640} = 2.34$$

$$\frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_t b h_0 = \frac{1.75}{2.34 + 1.0} \times 1.43 \times 250 \times 640 = 119880\text{N} < V_{cs} = 237525\text{N}$$

必须按计算配置箍筋, 计算如下

$$\frac{nA_{svl}}{s} \geq \frac{V - \frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_t b h_0}{f_{yv} h_0} = \frac{237525 - 119880}{300 \times 640} = 0.613$$

选配 $\Phi 8@150$, 实有

$$\frac{nA_{svl}}{s} = \frac{2 \times 50.3}{150} = 0.671 > 0.613 \text{ (满足)}$$

$$\rho_{sv} = \frac{0.671}{250} = 0.268\% \geq \rho_{sv, \min} = 0.24 \frac{f_t}{f_{yv}} = 0.114\%$$

该梁在 AB 段中剪力值均为 337500N, 因此弯起钢筋应在 AB 段内连续布置 (即再弯起一根), 并应符合图 3-40 的构造规定。

BC 段:

$$\lambda = \frac{a}{h_0} = \frac{2500}{640} = 3.9 > 3$$

取 $\lambda = 3$

$$\frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_t b h_0 = \frac{1.75}{3 + 1.0} \times 1.43 \times 250 \times 640 = 100100\text{N} < V_c = 202500\text{N}$$

选配 $\Phi 8 @ 150$ 。

$$\begin{aligned} V_{cs} &= \frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 = \frac{1.75}{3 + 1.0} \times 1.43 \times 250 \times 640 + 300 \times \frac{2 \times 50.3}{150} \times 640 \\ &= 100100 + 128768 = 228868\text{N} > V_{B\text{右}} = 202500\text{N} \end{aligned}$$

不需设置弯起钢筋。

【例 3-13】 一承受均布荷载的矩形截面简支梁, 截面尺寸 $b \times h = 250\text{mm} \times 500\text{mm}$, 采用 C20 混凝土, 箍筋采用 HPB235 级, 已配双肢 $\Phi 8 @ 200$, 求该梁所能承受的最大剪力设计值 V 。

解 步骤如下

1. 已知条件

$b = 250\text{mm}$, $h_0 = h - 40 = 460\text{mm}$; C20 级混凝土, $f_c = 9.6\text{N/mm}^2$, $f_t = 1.10\text{N/mm}^2$; HPB235 级钢筋, $f_{yv} = 210\text{N/mm}^2$ 。

2. 计算 V_{cs}

$$\begin{aligned} V_{cs} &= 0.7 f_t b h_0 + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 = 0.7 \times 1.1 \times 250 \times 460 + 1.25 \times 210 \times \frac{2 \times 50.3}{200} \times 460 \\ &= 149287\text{N} = 149.287\text{kN} \end{aligned}$$

3. 复核梁截面尺寸及配箍率

$$0.25 f_c b h_0 = 0.25 \times 9.6 \times 250 \times 460 = 276000\text{N} = 276.0\text{kN} > V_{cs} = 149.287\text{kN}$$

$$\rho_{sv} = \frac{2 \times 50.3}{250 \times 200} = 0.201\% > \rho_{sv, \min} = 0.24 \frac{f_t}{f_{yv}} = 0.126\%$$

且箍筋直径和间距符合构造规定。

梁所能承受的最大剪力设计值 $V = V_{cs} = 149.287\text{kN}$

第八节 构造要求

钢筋混凝土梁内纵向受力钢筋是根据控制截面的最大弯矩设计值计算的。若把跨中控

制截面承受正弯矩的全部钢筋伸入支座,或把支座控制截面承受负弯矩的全部钢筋伸入跨中,或纵筋沿梁通长布置,构造虽然简单,但钢筋强度没有得到充分利用,是不够经济的。在实际工程中,一部分纵筋有时要弯起,这就有可能影响梁的承载力,特别是影响斜截面的受弯承载力。因此,需要掌握如何根据正截面和斜截面的受弯承载力来确定纵筋的弯起点和截断的位置。此外,还需要在构造上采取措施,保证钢筋在支座处的有效锚固。

一、材料抵抗弯矩图

由荷载对梁的各个正截面产生的弯矩设计值所绘制的图形,称为荷载效应图,即设计弯矩图。由钢筋和混凝土共同工作,对梁各个正截面产生的受弯承载力设计值所绘制的图形,称为材料抵抗弯矩图。

图 3-44 表示一伸臂梁,跨中 AB 段承受正弯矩,需配 $3\Phi 18$ 纵筋,布置在截面下边; B 支座承受负弯矩,需配 $3\Phi 14 + 1\Phi 18$ 纵筋,布置在截面上边。如果抵抗正负弯矩的纵筋延伸至梁全长,则材料抵抗弯矩图如图 3-44 所示。

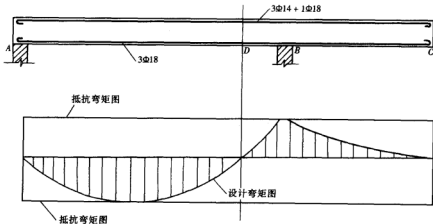


图 3-44 伸臂梁的设计弯矩图和材料抵抗弯矩图

从图 3-44 可以看出,纵筋沿梁通长布置有时是不经济的,因为沿梁多数截面的纵筋没有被充分利用,有的则根本不需要。因此,从正截面的受弯承载力来看,把纵筋在不需要的地方弯起或截断是较为经济合理的。

图 3-45 是图 3-44 伸臂梁的另一种配筋方案的材料抵抗弯矩图。跨中 O 点处截面下边配有 $3\Phi 18$,由于钢筋直径相同,抵抗弯矩图的四条水平线可按三等份来画。梁底纵筋弯起 $1\Phi 18$,支座 B 处截面上边另配 $3\Phi 14$,共有 $3\Phi 14 + 1\Phi 18$,抵抗弯矩图的几条水平线是按每根纵筋截面面积的比例来画的。如果将纵筋在不需要处切断 $1\Phi 18$ 和 $1\Phi 14$,则相应的材料抵抗弯矩图画成踏步状,同时切断的纵筋须延长一段锚固长度后再切断。

二、纵向受力钢筋实际截断点的确定

一般情况下,纵向受力钢筋不宜在受拉区截断,因为截断处受力钢筋面积突然减小,容

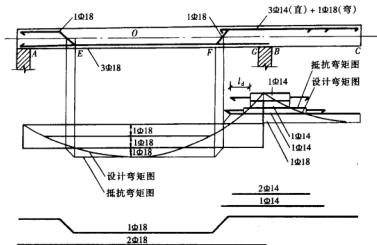


图 3-45 伸臂梁的材料抵抗弯矩图

易引起混凝土拉应力突然增大, 导致在纵筋截断处过早出现斜裂缝。因此, 对于梁底承受正弯矩的钢筋, 通常是将计算上不需要的钢筋弯起作抗剪钢筋或承受支座负弯矩的钢筋, 而不采取截断的方式。对于连续梁(板)支座承受负弯矩的钢筋, 如必须截断时, 应按以下规定进行(见图 3-46)。

(1) 当 $V < 0.7f_t b h_0$ 时, 应延伸至按正截面受弯承载力计算不需要该钢筋的截面以外不小于 $20d$ 处截断; 且从该钢筋充分利用截面伸出的长度不应小于 $1.2l_a$ (l_a 为受拉钢筋长度)。

(2) 当 $V \geq 0.7f_t b h_0$ 时, 应延伸至按正截面受弯承载力计算不需要该钢筋的截面以外不小于 h_0 , 且不小于 $20d$ 处截断; 且从该钢筋充分利用截面伸出的长度不应小于 $(1.2l_a + h_0)$ 。

(3) 若按上述规定确定的截断点仍位于支座最大负弯矩对应的受拉区内, 则应延伸至不需要该钢筋的截面以外不小于 $1.3h_0$, 且不小于 $20d$ 处截断; 且从该钢筋充分利用截面伸出的长度不应小于 $(1.2l_a + 1.7h_0)$ 。

三、弯起钢筋实际起弯点的确定

如图 3-47 所示, 在截面 A-A' 承受的弯矩为 M_A , 按正截面受弯承载力计算需要纵筋的截面面积为 A_s , 在 D 处弯起一根(或一排)纵筋, 其截面面积为 A_{sb} , 则剩下的纵筋截面面积为 $(A_s - A_{sb})$, 由截面 A-A' 的弯矩平衡条件可以得到

$$M_A = f_y A_s z \quad (3-82)$$

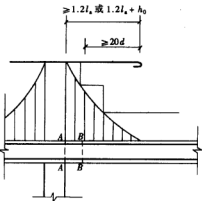


图 3-46 纵筋截断的规定

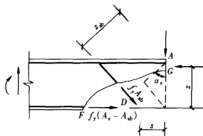


图 3-47 弯起钢筋受力图

如果出现斜裂缝 FG ，则作用在斜截面上的弯矩仍为 M_A ，设斜截面所能承受的弯矩为 M_{uA} ，则

$$M_{uA} = f_y (A_s - A_{sb}) z + f_y A_{sb} z_{db} \quad (3-83)$$

为保证不致沿斜截面 FG 发生斜弯破坏，应使 $M_{uA} \geq M_A$ ，即 $z \geq z_{db}$ 。则

$$z_{db} = s_1 \sin \alpha_s + z \cos \alpha_s \quad (3-84)$$

式中 α_s ——弯起钢筋与构件纵轴的夹角。

于是，由 $z \geq z_{db}$ 可得

$$s_1 \geq \frac{1 - \cos \alpha_s}{\sin \alpha_s} z \quad (3-85)$$

近似取内力臂 $z \approx 0.9h_0$ ，当 $\alpha_s = 45^\circ$ 时， $s_1 \geq 0.37h_0$ ；当 $\alpha_s = 60^\circ$ 时， $s_1 \geq 0.52h_0$ 。为方便，《混凝土规范》中取 $s_1 \geq \frac{h_0}{2}$ 。

纵筋弯起点的位置要考虑以下几方面因素：

(1) 保证正截面的受弯承载力。纵筋弯起后，剩下的纵筋数量减少，正截面的受弯承载力要降低。为保证正截面的受弯承载力满足要求，必须使材料抵抗弯矩图包在设计弯矩图的外面。

(2) 保证斜截面的受剪承载力。在设计中如果要利用弯起的纵筋抵抗斜截面的剪力，则纵筋的弯起位置还要满足图 3-40 的要求，即从支座边缘到第一排（相对支座而言）弯起钢筋上弯点的距离，以及前一排弯起钢筋的下弯点到次一排弯起钢筋上弯点的距离不得大于箍筋的最大间距 s_{\max} ，以防止出现不与弯起钢筋相交的斜裂缝。

(3) 为了保证斜截面的受弯承载力，纵筋弯起点的位置还应满足图 3-48 的要求，即弯起点应在按正截面受弯承载力计算该钢筋强度被充分利用的截面（称充分利用点）以外，还

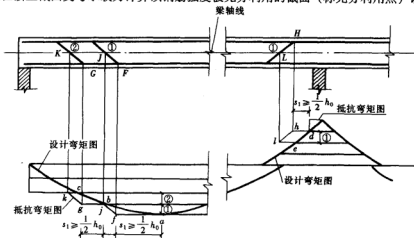


图 3-48 纵筋弯起的构造要求

应满足距离 $s_1 \geq \frac{h_0}{2}$ 。

在图 3-48 中, 跨中①号筋的充分利用点在 a , 不需要点在 b ; 应使 aq 的水平距离 $s_1 \geq \frac{h_0}{2}$, 同时 j 点不能落在 b 点的右边。②号筋的充分利用点在 b , 不需要点在 c ; 应使 bg 的水平距离 $s_1 \geq \frac{h_0}{2}$, 同时 k 点不能落在 c 点的右边。中间支座①号筋的充分利用点在 d , 不需要点在 e ; 应使 dh 的水平距离 $s_1 \geq \frac{h_0}{2}$, 同时 j 点不能落在 e 点的右边。

四、纵向钢筋在支座处的锚固

伸入支座的纵向钢筋也应有足够的锚固长度, 以防止斜裂缝形成后纵向钢筋被拔出。简支梁和连续梁简支端下部纵向受力钢筋伸入梁支座范围内的锚固长度 l_m (见图 3-49) 应符合下列条件:

当 $V \leq 0.7f_t b h_0$ 时

$$l_m > 5d \quad (3-86)$$

当 $V > 0.7f_t b h_0$ 时

$$l_m \geq 12d \text{ (带肋钢筋)} \quad (3-87a)$$

$$l_m \geq 15d \text{ (光面钢筋)} \quad (3-87b)$$

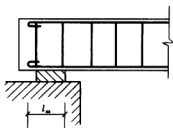


图 3-49 简支端支座钢筋的锚固

如果纵向受力钢筋伸入梁支座范围内的锚固长度不符合上述规定时, 应采取在钢筋上加焊锚固钢板或将钢筋锚固端焊接在梁端的预埋件上等有效锚固措施。

框架梁或连续梁的上部纵向钢筋应贯穿中间节点或中间支座范围, 纵向钢筋自节点或支座边缘伸向跨中的截断位置, 应符合前述连续梁(板)支座承受负弯矩钢筋截断的规定。框架梁上部纵向钢筋伸入中间层端节点的锚固长度, 当采用直线锚固形式时, 不应小于受拉钢筋锚固长度 l_a , 且伸过柱中心线不宜小于 $5d$, d 为梁上部钢筋直径; 当柱截面尺寸不足时, 梁上部钢筋应伸至节点对边并向下弯折, 其包含弯弧在内的水平投影长度不应小于 $0.4l_a$, 包含弯弧在内的垂直投影长度取为 $15d$ (见图 3-50)。

框架梁顶层端节点纵向受力钢筋的锚固, 在无专门规定(如抗震)时, 可将往外侧纵向钢筋的相应部分弯入梁内作梁上部纵向钢筋使用, 见图 3-51 (a); 也可将梁上部钢筋与柱外侧纵向钢筋在顶层端节点及其附近部位搭接, 见图 3-51 (b)。

框架梁或连续梁的下部纵向钢筋在中间节点或中间支座处的锚固应满足下列要求 (见图 3-52)。

(1) 当计算中不利用钢筋强度时, 其伸入节点或支座的锚固长度应符合当 $V > 0.7f_t b h_0$ 时, 下部纵向受力钢筋伸入梁支座范围内锚固长度的规定。

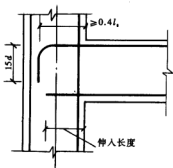


图 3-50 梁上部纵向钢筋在框架中间层端节点的锚固形式

(2) 当计算中充分利用钢筋的抗拉强度时, 下部纵向钢筋应锚固在节点或支座内; 采用直线锚固形式时, 锚固长度不应小于 l_a , 见图 3-52 (a); 采用带 90° 弯折锚固形式时, 其竖直段应向上弯折, 水平投影长度及垂直投影长度应符合图 3-52 (b) 的要求; 下部纵向钢筋也可贯穿节点或支座范围, 并在节点或支座以外梁内弯矩较小处设置搭接接头, 见图 3-52 (c)。

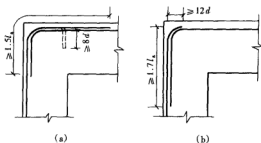


图 3-51 框架梁顶层端节点纵向受力钢筋的锚固

(a) 柱外侧纵向钢筋弯入梁内;

(b) 梁上部钢筋与柱外侧钢筋搭接

(3) 当计算中充分利用钢筋的抗压

强度时, 下部纵向钢筋应接受压钢筋锚固在中间节点或中间支座内, 其直线锚固长度不应小于 $0.7l_a$ 。下部纵向钢筋也可贯穿节点或支座范围, 并在节点或支座以外梁内弯矩较小处设置搭接接头。

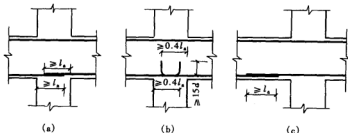


图 3-52 纵向钢筋在中间节点或中间支座处的锚固或搭接

(a) 梁下部纵向钢筋在节点中的直线锚固; (b) 梁下部纵向钢筋在节点中带 90° 弯折锚固; (c) 梁下部纵向钢筋贯穿节点或支座范围并在节点或支座以外搭接

五、弯起钢筋的构造要求

(1) 弯起钢筋的间距。当设置抗剪弯起钢筋时, 前一排 (相对支座而言) 弯起钢筋的下弯点到次一排弯起钢筋上弯点的距离不得大于表 3-6 规定的箍筋最大间距 s_{max} 。

(2) 弯起钢筋的锚固长度。弯起钢筋的弯终点应留有平行梁轴线方向的锚固长度, 其长度在受拉区不应小于 $20d$, 在受压区不应小于 $10d$, 光面弯起钢筋末端应设弯钩 (见图 3-53)。

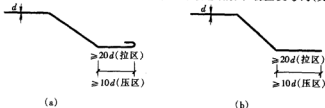


图 3-53 弯起钢筋的锚固

(a) 光面钢筋; (b) 带肋钢筋

(3) 弯起钢筋的弯起角度。梁中弯起钢筋的弯起角度一般可取 45° ，当梁截面高度大于 800mm 时也可取 60° ，梁底层钢筋中的角部钢筋不应弯起。

(4) 受剪弯起钢筋的形式。当为了满足材料抵抗弯矩图的需要，不能弯起纵向受拉钢筋时，可设置单独的受剪弯起钢筋。单独的受剪弯起钢筋应采用“鸭筋”，见图 3-54 (a)，而不应采用“浮筋”，否则一旦弯起钢筋滑动将使斜裂缝开展过大，见图 3-54 (b)。

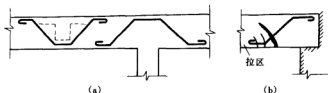


图 3-54 鸭筋和浮筋

(a) 鸭筋; (b) 浮筋

六、箍筋的构造要求

(1) 箍筋的形式与肢数。箍筋在梁内除承受剪力外，还起着固定纵筋位置，使梁内钢筋形成骨架的作用。箍筋有开口式和封闭式两种（见图 3-4），通常采用封闭式箍筋。对现浇 T 形截面梁，由于在翼缘顶部通常另有横向钢筋，也可采用开口式箍筋。箍筋端部弯钩通常用 135° ，不宜采用 90° 弯钩。箍筋的肢数分单肢、双肢及复合箍（多肢箍）。梁内配有受压钢筋时，应使受压钢筋至少每隔一根处于箍筋的转角处。

(2) 箍筋的直径和间距。箍筋的直径和间距除了应按计算确定，并符合最小直径和间距 $s < s_{\max}$ 的规定外，当梁中配有按计算需要的纵向受压钢筋时，箍筋应做成封闭式，此时箍筋的间距不应大于 $15d$ （ d 为纵向受压钢筋的最小直径），同时不应大于 400mm。当一层内的纵向受压钢筋多于 5 根，且直径大于 18mm 时，箍筋间距不应大于 $10d$ 。

(3) 箍筋的布置。按计算不需要配箍筋的梁，当截面高度大于 300mm 时，应沿梁全长设置箍筋；当截面高度为 150~300mm 时，可仅在构件端部各 $1/4$ 跨度范围内设置箍筋，但当构件中部 $1/2$ 跨度范围内有集中荷载作用时，则应沿梁全长设置箍筋；当截面高度小于 150mm 时，可不设箍筋。

在受力钢筋搭接长度范围内应配置箍筋，箍筋直径不应小于搭接钢筋直径的 0.25 倍；当为受拉搭接时箍筋间距不应大于搭接钢筋较小直径的 5 倍，且不应大于 100mm；当为受压搭接时箍筋间距不应大于搭接钢筋较小直径的 10 倍，且不应大于 200mm；当受压钢筋直径大于 25mm 时，应在搭接接头两个端面外 100mm 范围内各设置两个箍筋。

本章小结

(1) 适筋截面梁受荷全过程可分为三个阶段：

第 I 阶段——整体工作阶段，I 阶段末时受压区应力图形为三角形，而受拉区混凝土应力接近均匀分布。

第Ⅱ阶段——带裂缝工作阶段，在裂缝截面处的受拉混凝土大部分退出工作，拉力基本上由钢筋承担，受压区混凝土应力图形呈曲线分布。

第Ⅲ阶段——破坏阶段，此时受拉钢筋先屈服，而后裂缝向上延伸，直至受压区混凝土压坏，应力图形曲线分布较丰满。混凝土即将压坏的状态为正截面破坏极限状态，为承载力计算的依据。

(2) 钢筋混凝土受弯构件的正截面破坏形态可分为三种。即适筋截面的延性破坏，特点是受拉钢筋先屈服，而后受压区混凝土被压碎；超筋截面的脆性破坏，特点是受拉钢筋未屈服而受压混凝土先被压碎，其承载力取决于混凝土的抗压强度；少筋截面的脆性破坏，特点是受拉区一开裂受拉钢筋就屈服，甚至进入硬化阶段，而受压区混凝土可能被压碎，也可能未被压碎，它的承载力取决于混凝土的抗拉强度。

(3) 影响正截面破坏形态的主要因素，对单筋矩形截面有纵向受拉钢筋配筋率、钢筋强度和混凝土强度；对双筋矩形截面还有受压钢筋配筋率这一重要因素；对T形截面则还有挑出的翼缘尺寸大小，这类似于双筋梁受压钢筋作用。

(4) 受弯构件正截面承载力计算采用四个基本假定，据此可确定截面应力图形并建立基本计算公式。根据平截面假定可以确定适筋梁与超筋梁的界限及最大配筋率。

(5) 影响受弯构件正截面承载力的最主要因素是钢筋强度和配筋率。混凝土强度对受弯构件正截面承载力的影响比钢筋强度小得多，但当接近或达到最大配筋率时，混凝土强度决定着正截面承载力的大小。

(6) 在实际工程中，受弯构件应设计成适筋截面。适筋截面计算应力图形为：受压区采用等效矩形应力图，应力值取混凝土抗压强度设计值乘以系数 α_1 ，受拉钢筋应力达其抗拉强度设计值 f_y ，当有受压钢筋时，受压钢筋应力达其抗压强度设计值 f_y' 。按应力图形由轴向力以及弯矩平衡建立计算公式，适用条件对单筋截面为 $\xi \leq \xi_b$ 和 $\rho \geq \rho_{\min}$ ，对双筋梁为 $\xi \leq \xi_b$ 和 $x \geq 2a_s'$ 。

(7) 正截面承载力计算分为截面设计和截面复核两类问题。

对单筋矩形截面，截面设计时有 x 和 A_s 两个未知数；复核时有 x 和 M_u 两个未知数，可通过求解联立方程或利用表格求解。

对双筋矩形截面，截面设计时有 A_s' 已知和未知两种情况。 A_s' 已知时，有 x 和 A_s 两个未知数，可通过求解联立方程或利用表格求解；当 A_s' 为未知数时，为节省钢筋，补充条件 $\xi = \xi_b$ 后，则未知数 A_s 和 A_s' 较易求解。复核时仅有 x 和 M_u 两个未知数。

对T形截面，截面设计和复核前，首先要判别属于哪一类T形梁。如果 $\alpha_1 f_c b' h'_i \geq f_y A_s$ ，或 $M \leq \alpha_1 f_c b' h'_i \left(h_0 - \frac{h'_i}{2} \right)$ ，则属第一类T形梁，否则属第二类T形梁。第一类T形梁相当于截面宽度 b'_i 的单筋矩形截面梁；第二类T形梁，其外侧的受压翼缘相当于双筋梁中 A_s' 已知的情况。

(8) 受弯构件在弯矩和剪力共同作用的区段常常产生斜裂缝，并可能沿斜截面发生破坏。斜截面破坏带有脆性破坏的性质，应当避免，在设计时必须进行斜截面承载力的计算。为了防止受弯构件发生斜截面破坏，应使构件有一个合理的截面尺寸，并配置必要的腹筋。

(9) 斜裂缝出现前后, 梁的受力状态发生了明显的变化。斜裂缝出现以后, 剪力主要由斜裂缝上端剪压区的混凝土截面来承受, 剪压区成为受剪的薄弱区域; 与斜裂缝相交处纵筋的拉应力也明显增大; 配腹筋梁沿斜截面破坏的形态主要有斜压破坏、剪压破坏和斜拉破坏三种类型。

(10) 箍筋和弯起钢筋可以直接承担部分剪力, 并限制斜裂缝的延伸和开展, 提高剪压区的抗剪能力; 还可以增强骨料咬合作用和摩阻作用, 提高纵筋的销栓作用。因此, 配置腹筋可使梁的受剪承载力有较大提高。

(11) 影响受弯构件斜截面受剪承载力的因素主要有剪跨比、混凝土强度、配箍率和箍筋强度、纵向钢筋的配筋率等。

(12) 钢筋混凝土受弯构件斜截面破坏的各种形态中, 斜压破坏和斜拉破坏可以通过一定的构造措施来避免。对于常见的剪压破坏, 因为梁的受剪承载力变化幅度较大, 设计时则必须进行计算。受剪承载力计算公式有适用范围, 其截面限制条件是为了防止斜压破坏, 最小配箍率和箍筋的构造规定是为了防止斜拉破坏。

(13) 以计算剪跨比代替广义剪跨比, 简支梁受剪承载力计算公式仍可适用于连续梁。翼缘对提高 T 形截面梁的受剪承载力并不很显著, 在计算 T 形截面梁的受剪承载力时, 仍应取腹板宽度 b 来计算。

(14) 材料抵抗弯矩图是按照梁实配纵向钢筋的数量计算, 并画出的各截面所能抵抗的弯矩图, 要掌握利用材料抵抗弯矩图, 并根据正截面和斜截面的受弯承载力来确定纵筋的弯起点和截断的位置, 要了解保证受力钢筋在支座处有效锚固的构造措施。

思考题

1. 适筋梁正截面受力全过程可划分为几个阶段? 各阶段主要特点是什么? 与计算有何联系?
2. 钢筋混凝土梁正截面有几种破坏形式? 各有何特点?
3. 适筋梁当受拉钢筋屈服后能否再增加荷载? 为什么? 少筋梁能否这样, 为什么?
4. 受弯构件正截面承载力计算有哪些基本假定?
5. 画出单筋矩形截面梁正截面承载力计算时的实际图式及计算图式, 并说明确定等效矩形应力图形的原则。
6. 何谓钢筋混凝土梁正截面相对界限受压区高度比 ξ_b ? 写出有明显流幅钢筋的相对界限受压区高度比 ξ_b 的计算公式。
7. 影响钢筋混凝土受弯承载力的最主要因素是什么?
8. 钢筋混凝土受弯构件正截面受弯承载力计算中的 α_s 、 γ_s 、 ξ 的物理意义是什么? 又怎样确定最小及最大配筋率?
9. 在什么情况下采用双筋梁? 为什么双筋梁一定要采用封闭式箍筋? 受压钢筋的设计强度是如何确定的?
10. 计算双筋梁正截面受弯承载力时的适用条件是什么? 试说明原因。
11. 在双筋梁正截面受弯承载力计算中, 当 A'_s 已知时, 应如何计算 A_s ? 在计算时 A_s 如

发现 $x > \xi_b h_0$, 说明什么问题? 应如何处置? 如果 $x < 2a_s$ 时应如何处置, 为什么?

12. 两类 T 形截面梁如何判别? 为什么说第一类 T 形梁可按 $b_f' \times h$ 的矩形截面计算?

13. 钢筋混凝土受弯构件在荷载作用下为什么会出现斜裂缝? 如何防止斜截面破坏?

14. 无腹筋梁斜截面破坏的主要形态有哪几种类型? 各在什么条件下发生?

15. 腹筋对提高受剪承载力的作用有哪些?

16. 影响钢筋混凝土梁斜截面受剪承载力的主要因素有哪些? 各有什么样的影响?

17. 剪跨比的定义是什么? 为什么说剪跨比是影响无腹筋梁受剪承载力最主要的因素之一?

18. 为什么要规定梁的截面尺寸限制条件?

19. 什么是最小配箍率? 当满足最小配箍率的要求后, 是否就能保证不发生斜拉破坏?

20. 什么是材料的抵抗弯矩图? 纵向受力钢筋弯起和截断时如何保证梁的正截面受弯承载力和斜截面受弯承载力?

21. 为什么说纵向受力钢筋不宜在受拉区截断?

习 题

1. 已知梁的截面尺寸 $b = 250\text{mm}$, $h = 500\text{mm}$, 承受弯矩设计值 $M = 90\text{ kN}\cdot\text{m}$, 采用混凝土强度等级为 C20 和 HRB335 级钢筋, 求所需纵向钢筋的截面面积。

2. 某现浇简支平板, 计算跨度 $l = 2.4\text{m}$, 板上为 30mm 水泥砂浆面层, 板底为 12mm 纸筋灰粉刷, 承受标准均布活荷载 0.5kN/m^2 , 采用混凝土强度等级为 C20, HPB235 级钢筋, 试设计板 (确定板厚与配筋)。

3. 已知某梁 $b = 200\text{mm}$, $h = 450\text{mm}$, 混凝土强度等级为 C20, 配有受拉钢筋为 3 Φ 22 和 2 Φ 25 直径的 HRB335 级钢筋, 承受弯矩设计值 $M = 170\text{kN}\cdot\text{m}$, 试验算该截面是否安全。

4. 已知一钢筋混凝土矩形截面简支梁 $b \times h = 200\text{mm} \times 500\text{mm}$, 跨中设计弯矩值为 $140\text{kN}\cdot\text{m}$, 采用 C20 混凝土, 纵筋采用 HRB335 级钢筋, 求受拉钢筋面积 A_s 。

5. 已知一钢筋混凝土矩形截面简支梁为 $b \times h = 200\text{mm} \times 450\text{mm}$, 设计采用 C20 混凝土, 采用 3 Φ 18 的 HRB335 级钢筋, 求梁截面承受的最大弯矩。

6. 已知一倒 T 形截面梁, $b \times h = 200\text{mm} \times 400\text{mm}$; $h_f' = 150\text{mm}$, $b_f' = 300\text{mm}$, 采用 C20 混凝土, 配置纵向受拉钢筋 4 Φ 20HRB335 级钢筋, 受压钢筋 2 Φ 20HRB335 级钢筋, 求该梁能承受的最大设计弯矩。

7. 已知一钢筋混凝土矩形截面简支梁, $b \times h = 150\text{mm} \times 400\text{mm}$, 采用 C20 混凝土, 钢筋选用 HRB335 级钢筋, 取出 $a_s = 60\text{mm}$, $a_s' = 35\text{mm}$, 若梁的设计弯矩为 $96\text{kN}\cdot\text{m}$, 求受拉及受压钢筋面积 A_s 及 A_s' 。

8. 一矩形截面简支梁, 计算跨度 $l_0 = 5.7\text{m}$, $b = 200\text{mm}$, $h = 500\text{mm}$, 混凝土强度等级 C25, 配有受压钢筋 2 Φ 18, 受拉钢筋 3 Φ 22 + 2 Φ 18 的 HPB235 级钢筋。求该梁所能承受的均布活荷载标准值 (该梁为二级建筑的办公楼楼面梁, 钢筋混凝土重度为 25kN/m^3 恒载分项系数为 1.2, 活荷载分项系数 1.4)。

9. 某连续梁中间支座截面 $b = 250\text{mm}$, $h = 650\text{mm}$, 承受支座负弯矩设计值 $M = 230\text{kN}\cdot\text{m}$, 混凝土强度为 C20, HRB335 级钢筋, 跨中正弯矩钢筋中有 2 $\Phi 18$ 伸入支座。求当考虑伸入支座的二根钢筋时, 承受支座负弯矩所需的 A_s ; 当不考虑时, 则承受支座负弯矩所需的 A_s 为多大? 为什么存在差异?

10. 整浇肋梁楼盖的 T 形截面次梁, 跨度 6m, 梁间距 2.4m, 现浇板厚 80mm, 混凝土强度等级为 C20, HRB335 级钢筋, 跨中截面承受弯矩设计值 $M = 270\text{kN}\cdot\text{m}$ 。试确定该梁跨中截面尺寸及受拉钢筋截面面积 A_s , 并选配钢筋。

11. 某 T 形截面梁 $b_f' = 500\text{mm}$, $h_f' = 150\text{mm}$, $b = 250\text{mm}$, $h = 600\text{mm}$, 混凝土强度等级为 C30, HRB335 级钢筋, 承受弯矩设计值 $M = 380\text{kN}\cdot\text{m}$ 。求 A_s 并选配钢筋。

12. 一钢筋混凝土矩形截面简支梁, 净跨 $l = 6.70\text{m}$, 截面尺寸 $b \times h = 220\text{mm} \times 600\text{mm}$, 采用 C20 混凝土, 纵筋采用 HRB335 级, 箍筋采用 HPB235 级, 承受均布荷载设计值 40kN/m (包括梁自重)。①确定纵向受力钢筋; ②如果只配箍筋不配弯起钢筋, 试确定铁筋的直径和间距; ③如果既配箍筋又配弯起钢筋, 试确定箍筋和弯起钢筋。

13. 如图 3-55 所示的钢筋混凝土矩形截面简支梁, 两端支撑在墙上, 截面尺寸 $b \times h = 200\text{mm} \times 500\text{mm}$, 承受均布荷载设计值 12kN/m (包括自重); 两个集中荷载设计值 $F = 85\text{kN}$, 采用 C30 混凝土, 纵筋和箍筋均采用 HRB335 级。①如果只配箍筋不配弯起钢筋, 试确定箍筋的直径和间距; ②如果既配箍筋又配弯起钢筋, 试确定箍筋和弯起钢筋。

14. 一钢筋混凝土矩形截面伸臂梁承受荷载 (均为设计值, 忽略梁自重), 如图 3-56 所示, 截面尺寸 $b \times h = 200\text{mm} \times 500\text{mm}$, 采用 C20 混凝土, 箍筋选用 HPB235 级, 如果只配箍筋不配弯起钢筋, 试确定箍筋的直径和间距。

(提示: 应分别对 A 支座 J 左及 B 右截面进行计算, 分段配筋, 可以列表计算)

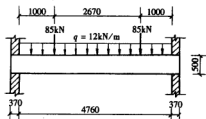


图 3-55

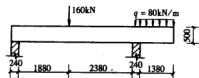


图 3-56

第四章

受压构件承载力计算

本章提要

在工业与民用建筑中,钢筋混凝土受压构件的应用十分广泛。例如,单层厂房柱、拱、屋架上弦杆、多层和高层建筑中的框架柱等。本章主要讲述钢筋混凝土轴心受压及偏心受压构件的截面承载力、稳定、设计方法及构造要求。

第一节 概 述

钢筋混凝土受压构件按其受力情况可分为轴心受压构件、单向偏心受压构件和双向偏心受压构件,如图4-1所示。

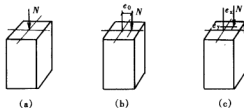


图4-1 钢筋混凝土受压构件

(a) 轴心受压; (b) 单向偏心受压; (c) 双向偏心受压

在实际工程中,由于混凝土材料的不均匀性、制作和安装误差、配筋的不对称等原因,理想的轴心受压构件是不存在的。为了方便,只要偏差不大,可近似简化为轴心受压构件进行计算。

第二节 受压构件的一般构造要求

一、截面形式和尺寸

为了便于施工,钢筋混凝土轴心受压构件常采用正方形或矩形,有特殊要求时,亦可采用圆形或多边形;偏心受压构件一般采用矩形,为了节约混凝土及减轻柱的自重,装配式受压构件常采用工形截面。

钢筋混凝土受压构件截面尺寸不宜小于 $250\text{mm} \times 250\text{mm}$ 。为避免长细比过大,承载力降

低过多,常取 $l_0/b \leq 30$ 、 $l_0/h \leq 25$ ($l_0/d \leq 25$), 此处 l_0 为柱的计算长度, b 、 h (d) 分别为柱的短边、长边 (圆形柱直径)。为施工支模方便, 截面尺寸宜取整数, 在 800mm 以下者, 宜取 50mm 的倍数; 在 800mm 以上者, 宜取 100mm 的倍数。

二、材料强度等级

为了减小截面尺寸, 节省钢材, 宜采用混凝土强度等级为 C20 ~ C40 或更高强度等级的混凝土, 而不宜采用高强度钢筋。纵向钢筋一般采用 HRB400 级、HRB335 级和 RRB400 级。

三、纵筋

为减少钢筋在施工时可能产生的纵向弯曲, 宜采用较粗直径的钢筋。纵向受力钢筋的直径不宜小于 12mm, 通常采用 12 ~ 32mm, 全部纵向钢筋的配筋率不宜大于 5%; 全部纵向钢筋配筋率不应小于 0.6%, 同时, 一侧纵向钢筋的配筋率不应小于 0.2%; 轴心受压构件的纵向受力钢筋应沿截面的四周均匀布置, 根数不宜少于 4 根。

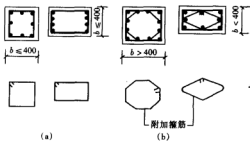


图 4-2 方形、矩形截面箍筋形式

当偏心受压柱的截面高度 $h \geq 600$ mm 时, 在柱的侧面上应设置直径为 10 ~ 16mm 的纵向构造钢筋, 并相应地设置复合箍筋或拉筋, 见图 4-2。

柱内纵筋的净间距不应小于 50mm, 对水平浇筑的预制柱, 纵筋间距可按梁的规定采用。纵向受力钢筋彼此间的中距不宜大于 30mm。纵筋的接头宜设置在受力较小处。混凝土保护层厚度按附表 10 采用。

四、箍筋

柱中箍筋应做成封闭式, 其间距不应大于 400mm 及构件截面的短边尺寸, 且不应大于 $15d$ (d 为纵向受力钢筋的最小直径)。

箍筋直径不应小于 $d/4$ (d 为纵向钢筋的最大直径), 且不应小于 6mm。

当纵筋配筋率大于 3% 时, 箍筋直径不应小于 8mm, 间距不应大于 $10d$ (d 为纵筋的最小直径), 且不应大于 200mm, 箍筋末端应做成 135° 弯钩, 且弯钩末端平直段长度不应小于箍筋直径的 10 倍。

当柱截面短边尺寸大于 400mm, 且各边纵筋多于 3 根时, 应设置复合箍筋, 见图 4-2 (b), 当截面短边尺寸不大于 400mm, 但纵筋多于 4 根时, 也应设置复合箍筋, 见图 4-2 (a)。

在纵筋搭接长度范围内, 箍筋直径不应小于搭接钢筋较大直径的 0.25 倍; 箍筋间距应加密, 当钢筋受拉时, 其间距不应大于 $5d$, 且不应大于 100mm; 当钢筋受压时, 其间距不应大于 $10d$, 且不应大于 200mm (d 为搭接钢筋的较小直径)。当受压钢筋直径 $d > 25$ mm 时, 应在搭接接头两个端面外 100mm 范围内各设置两个箍筋。

对于截面形状复杂的柱, 不可采用具有内折角的箍筋, 避免产生向外的拉力, 致使折角的混凝土破损, 见图 4-3。

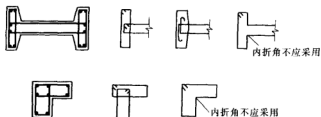


图 4-3 I 形、L 形截面箍筋形式

第三节 轴心受压构件

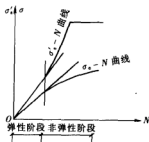
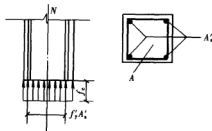
一、受力和破坏形态

配有对称纵向受力和箍筋的短柱，当轴向力较小时，构件的压缩变形主要为弹性变形；当轴向力较大时，构件变形迅速增加，钢筋的压应力比混凝土的压应力增加得快，见图 4-4。当构件临界破坏时，混凝土达到极限应变 $\epsilon_0 = 0.002$ ，相应的纵筋应力值 $\sigma'_s = E_s \epsilon'_s \approx 2.0 \times 10^5 \times 0.002 \approx 400 \text{ N/mm}^2$ ，对于 HRB400 级、HRB335 级、HPB235 级和 RRB400 级热轧钢筋已达到屈服强度，对其屈服强度大于 400 N/mm^2 的钢筋，在计算 f'_y 时只能取 400 N/mm^2 。

在实际工程中多为细长受压构件，由于各种偶然因素造成初始偏心距而使构件截面承载力降低。《混凝土规范》采用稳定系数 φ 来表示构件承载力降低的程度。

二、承载力计算公式

根据力的平衡条件（图 4-5），轴心受压构件承载力计算公式如下

图 4-4 应力-荷载
曲线示意图图 4-5 普通箍筋柱正截面受压
承载力计算简图

$$N \leq 0.9\varphi(f_c A + f'_y A'_s) \quad (4-1)$$

式中 N ——轴向压力设计值，kN；

0.9——可靠度调整系数；

φ ——钢筋混凝土构件的稳定系数，按表 4-1 采用；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值, N/mm^2 ;

A ——构件截面积, mm^2 ;

A'_s ——全部纵向钢筋的截面积, 当纵向钢筋配筋率大于 3% 时, A 改用 $(A - A'_s)$, mm^2 。

表 4-1 钢筋混凝土轴心受压构件的稳定系数 φ

l_0/b	l_0/d	l_0/i	φ	l_0/b	l_0/d	l_0/i	φ
8	7	28	1	30	26	104	0.52
10	8.5	35	0.98	32	28	111	0.48
12	10.5	42	0.95	34	29.5	118	0.44
14	12	48	0.92	36	31	125	0.40
16	14	55	0.87	38	33	132	0.36
18	15.5	62	0.81	40	34.5	139	0.32
20	17	69	0.75	42	36.5	146	0.29
22	19	76	0.70	44	38	153	0.26
24	21	83	0.65	46	40	160	0.23
26	22.5	90	0.60	48	41.5	167	0.21
28	24	97	0.56	50	43	174	0.19

注 表示 l_0 为构件计算长度; b 为矩形截面的短边尺寸; d 为圆形截面的直径; i 为截面的最小回转半径, $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ 。

【例 4-1】 已知某多层现浇钢筋混凝土框架结构, 首层柱所受轴向力设计值 $N = 2050\text{kN}$, 从基础顶面到一层楼盖顶面的高度 $H = 5.6\text{m}$, 混凝土强度等级为 C25 ($f_c = 11.9\text{N/mm}^2$), 钢筋采用 HRB335 级 ($f'_y = 300\text{N/mm}^2$), 求该柱截面尺寸及纵筋面积。

解 该柱为轴心受压构件, 所以采用方形截面形式, 拟定截面尺寸 $b \times h = 400\text{mm} \times 400\text{mm}$,

1. 确定稳定系数 φ

计算长度

$$l_0 = 1.0H = 1.0 \times 5600 = 5600\text{mm}$$

$$\frac{l_0}{b} = \frac{5600}{400} = 14$$

查表 4-1, 得

$$\varphi = 0.92$$

2. 计算纵向钢筋截面积 A'_s

由式 (4-1), 得

$$A'_s = \frac{\frac{N}{0.9\varphi} - f_c A}{f'_y} = \frac{\frac{2050 \times 10^3}{0.9 \times 0.92} - 11.9 \times 400 \times 400}{300} = 1906.2\text{mm}^2$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bh} = \frac{1906.2}{400 \times 400} = 1.19\%$$

$$\rho'_{\min} = 0.5\% < \rho' < \rho'_{\max} = 5\%$$

满足要求。

选用 4 Φ 25 ($A'_s = 1964\text{mm}^2$)。

【例 4-2】 某轴心受压柱, 截面尺寸 $b \times h = 400\text{mm} \times 400\text{mm}$, 配有 4 Φ 20 ($A'_s =$

1256mm²) 纵向钢筋, $\Phi 8@250$ 箍筋, 构件计算长度 $l_0 = 5400\text{mm}$, 混凝土强度等级为 C20 ($f_c = 9.6\text{N/mm}^2$), 求该柱所能承受的最大轴向压力设计值。

解 柱的长细比

$$\frac{l_0}{b} = \frac{5400}{400} = 13.5$$

查表 4-1, 得

$$\varphi = 0.93$$

由式 (4-1), 得

$$\begin{aligned} N &= 0.9\varphi(f_c A + f'_y A'_s) = 0.9 \times 0.93 \times (9.6 \times 400 \times 400 + 300 \times 1256) \\ &= 1601013.6\text{N} = 1601.01\text{kN} \end{aligned}$$

第四节 偏心受压构件

一、偏心受压构件正截面承载力计算

(一) 偏心受压短柱的破坏形态

试验表明, 偏心受压构件按其破坏特征划分为受拉破坏和受压破坏两类。

1. 大偏心受压破坏 (受拉破坏)

当轴向力偏心距较大, 且受拉钢筋配置得不太多时, 截面一侧受压, 另一侧受拉。当荷载逐渐增加时, 受拉区混凝土开始产生横向裂缝, 随荷载增加, 受拉区的裂缝继续开展, 受拉区钢筋应力达到屈服强度, 进入流幅阶段, 混凝土受压区高度迅速减小, 应变急剧增加, 最后受压区边缘混凝土达到极限压应变 $\epsilon_{cu} = 0.0033$, 出现纵向裂缝而混凝土被压碎, 同时压区纵筋应力也达到受压屈服强度, 见图 4-6 (a)。破坏过程的性质与适筋双筋梁相似。

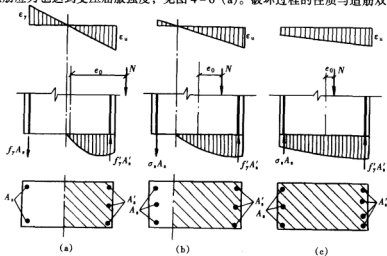


图 4-6 大、小偏心受压构件

2. 小偏心受压破坏 (受压破坏)

当轴向力偏心距较小, 构件截面大部或全部受压, 见图 4-6 (b)、(c); 或轴向力偏心距较大, 却配置了较多受拉钢筋, 在构件破坏时, 受压区边缘混凝土达到极限压应变值, 受压钢筋应力达到抗压屈服强度, 离轴向力较远一侧的钢筋不论受拉还是受压, 其应力一般都达不到屈服强度, 属于脆性破坏。

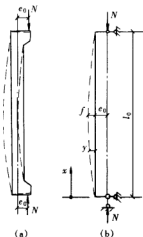


图 4-7 偏心受压柱
的侧向挠曲

3. 大、小偏心的界限

在“受拉破坏”和“受压破坏”之间存在着一种界限状态, 称为“界限破坏”。它不仅有横向主裂缝, 而且比较明显。在受拉钢筋应力达到屈服强度的同时, 受压区混凝土被压碎。

根据界限破坏特征和平截面假设, 界限破坏形态的相对受压区高度 ξ_b 仍可按式 (3-7) 确定。当 $\xi \leq \xi_b$ 时, 为大偏心受压破坏形态; 当 $\xi > \xi_b$ 时, 为小偏心受压破坏形态。

(二) 偏心受压构件纵向弯曲影响

钢筋混凝土受压构件在承受偏心荷载后, 将产生侧向挠曲。如图 4-7 所示, 在各截面内的弯矩将由 $N e_0$ 增加为 $N(e_0 + y)$ 。这种偏心受压构件截面内弯矩受轴向力和侧向挠度变化影响的现象称为“压弯效应”, 或称“ $N \cdot f$ 效应”。截面弯矩中的 $N e_0$ 称为一阶弯矩, $N \cdot f$ 称为二阶弯矩。

《混凝土规范》中对长细比较大的偏心受压构件, 采用将轴向压力对截面重心的初始偏心距 e_0 乘以一个偏心距增大系数 η 来近似考虑二阶弯矩的影响。同时, 规范给出了偏心距增大

系数的计算公式

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400 e_i / h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 \quad (4-2)$$

$$\zeta_1 = \frac{0.5 f_c A}{N} \quad (4-3)$$

$$\zeta_2 = 1.15 - 0.01 \frac{l_0}{h} \quad (4-4)$$

式中 l_0 ——构件的计算长度, mm;

h ——截面高度; 对环形截面, 取外直径; 对圆形截面, 取直径 d , mm;

h_0 ——截面有效高度, mm;

ζ_1 ——偏心受压构件的截面曲率修正系数, 当 $\zeta_1 > 1.0$ 时, 取 $\zeta_1 = 1.0$;

A ——构件的截面面积, mm²;

ζ_2 ——构件长细比对截面曲率的影响系数, 当 $l_0/h < 15$ 时, 取 $\zeta_2 = 1.0$ 。

当 $l_0/h > 30$, 长细比很大时, 构件的破坏不是由于材料引起的, 而是由于构件纵向弯曲失去平衡引起, 破坏时接近弹性失稳, 采用公式 (4-2) 计算, 误差较大, 应采用其他可靠方法计算。

对于长细比小的短柱, 由于纵向弯曲小, 可不考虑二阶效应的影响。规范给出, 当长细比 $l_0/i \leq 17.5$ 时, 可取 $\eta = 1.0$ 。

(三) 附加偏心距

由于工程中实际存在着荷载作用位置的不定性, 混凝土质量的不均匀性及施工的偏差等因素, 都可能产生附加偏心距。规范规定, 在偏心受压构件的正截面承载力计算中, 应计入轴向压力在偏心方向存在的附加偏心距 e_a , 其值应取 20mm 和偏心方向截面最大尺寸的 $1/30$ 两者中的较大值。即

$$e_i = e_0 + e_a \quad (4-5)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} \quad (4-6)$$

$$e_a = h/30 \geq 20\text{mm} \quad (4-7)$$

式中 e_0 ——轴向力对截面重心的偏心距, mm;

e_a ——附加偏心距, mm;

e_i ——初始偏心距, mm。

(四) 矩形截面偏心受压构件的基本公式

1. 大偏心受压情况 ($\xi \leq \xi_b$)

为简化计算, 仍把受压区混凝土曲线压应力图用等效矩形图形来替代, 矩形应力图的应力值取为 $\alpha_1 f_c$, 受压区高度为 x , 如图 4-8 所示。

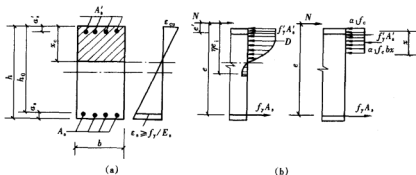


图 4-8 大偏心受压破坏的截面计算图形

(a) 截面应变分布和应力分布; (b) 等效计算图形

根据截面应力图形, 可以得到正截面承载力计算公式

$$N \leq \alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s - f_y A_s \quad (4-8)$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (4-9)$$

式中 N ——轴向压力设计值, kN;

α_1 ——系数, 见表 3-4;

e ——轴向力作用点至受拉钢筋 A_s 合力点之间的距离, mm;

$$e = \eta e_i + \frac{h}{2} - a_s \quad (4-10)$$

η ——考虑二阶弯矩影响的轴向压力偏心距增大系数, 按式 (4-2) 计算;

x ——受压区计算高度, mm;

e_i ——初始偏心距, 按式 (4-5) 求得, mm;

e_0 ——轴向力对截面重心的偏心距, 按式 (4-6) 求得, mm;

e_s ——附加偏心距, 其值取 20mm 和偏心方向截面最大尺寸的 1/30 两者中的较大值, mm。

式 (4-8)、式 (4-9) 须满足下列适用条件:

(1) $\xi \leq \xi_b$ 。

(2) 为保证构件破坏时, 受压钢筋应力能达到屈服强度, 要求满足 $x \geq 2a'_s$ 。若 $x < 2a'_s$, 正截面承载力按下式计算

$$Ne' \leq f_y A_s (h_0 - a'_s) \quad (4-11)$$

2. 小偏心受压情况 ($\xi > \xi_b$)

小偏心受压破坏时, 受压区混凝土被压碎, 受压钢筋达到屈服强度, 远侧钢筋可能受拉或受压, 但都不屈服, 如图 4-9 所示。

根据截面应力图形可得

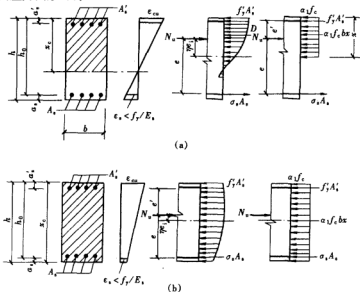


图 4-9 小偏心受压计算图形

(a) A_s 受拉不屈服; (b) A_s 受压不屈服

$$N \leq \alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s - \sigma_s A_s \quad (4-12)$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5\xi) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (4-13)$$

$$\sigma_s = \left(\frac{\xi - \beta_1}{\xi_b - \beta_1} \right) f_y \quad (4-14)$$

$$e' = \frac{h}{2} - \eta e_i - a'_s \quad (4-15)$$

式中 x ——受压区计算高度, 当 $x > h$ 时, 取 $x = h$, mm;

σ_s ——钢筋 A_s 的应力值, 要求满足 $f'_y \leq \sigma_s \leq f_y$, N/mm²;

x_b ——界限破坏时受压区计算高度, $x_b = \xi_b h_0$, mm;

ξ ——相对受压区计算高度, mm;

ξ_b ——相对界限受压区计算高度, mm;

e ——轴向力作用点至受拉钢筋合力点之间的距离, mm;

e' ——轴向力作用点至受压钢筋合力点之间的距离, mm。

(五) 对称配筋矩形截面偏心受压构件正截面承载力计算

1. 截面设计

偏心受压构件在各种不同荷载组合下, 在同一截面内可能承受不同符号的弯矩, 当这两种不同符号的弯矩相差不大时, 为便于设计和施工, 宜采用对称配筋, 即 $A_s = A'_s$, $f_y = f'_y$, $a_s = a'_s$ 。

(1) 大偏心受压情况 ($\xi \leq \xi_b$)。

由式 (4-8) 可得

$$\xi = \frac{N}{\alpha_1 f_c b h_0} \quad (4-16)$$

代入式 (4-9), 可得

$$A_s = A'_s = \frac{Ne - \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5\xi)}{f'_y (h_0 - a'_s)} \quad (4-17)$$

其中

$$e = \eta e_i + \frac{h}{2} - a_s$$

若 $x < 2a'_s$, 则表明受压钢筋不能达到屈服强度, 可利用公式 (4-11) 求得 A_s , 再按 $A'_s = 0$ 代入式 (4-8) 和式 (4-9) 求 A_s , 两者取较小值配筋。

【例 4-3】 已知钢筋混凝土柱的截面尺寸 $b \times h = 400\text{mm} \times 500\text{mm}$, 计算长度 $l_0 = 4800\text{mm}$, 承受轴向压力设计值 $N = 400\text{kN}$, 弯矩设计值 $M = 260\text{kN} \cdot \text{m}$ 。混凝土强度等级为 C25, 钢筋采用 HRB335 级, $a_s = a'_s = 40\text{mm}$, 采用对称配筋, 试确定纵向钢筋截面面积。

解

$$h_0 = h - a_s = 500 - 40 = 460\text{mm}$$

由式 (4-16) 得

$$\xi = \frac{N}{\alpha_1 f_c b h_0} = \frac{400 \times 10^3}{1.0 \times 11.9 \times 400 \times 460} = 0.183 < \xi_b = 0.55$$

$$x = \xi h_0 = 0.183 \times 460 = 84.18\text{mm} > 2a_s = 80\text{mm}$$

为大偏心受压构件。

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{260 \times 10^6}{400 \times 10^3} = 650 \text{ mm}$$

$$e_a = 20 \text{ mm} > \frac{1}{30} \times 500 = 16.7 \text{ mm}$$

则

$$e_i = e_0 + e_a = 650 + 20 = 670 \text{ mm}$$

$$\zeta_1 = \frac{0.5 f_c A}{N} = \frac{0.5 \times 11.9 \times 400 \times 500}{400 \times 10^3} > 1.0$$

取 $\zeta_1 = 1$

$$\frac{I_0}{h} = \frac{4800}{500} = 9.6 < 15$$

取 $\zeta_2 = 1$

$$\begin{aligned} \eta &= 1 + \frac{1}{1400 e_i / h_0} \left(\frac{I_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 \\ &= 1 + \frac{1}{1400 \times \frac{670}{460}} \times 9.6^2 \times 1 \times 1 \\ &= 1 + 0.045 = 1.045 \end{aligned}$$

$$e = \eta e_i + \frac{h}{2} - a_s = 1.045 \times 670 + \frac{500}{2} - 40 = 910.15 \text{ mm}$$

由式 (4-17) 得

$$\begin{aligned} A_s = A'_s &= \frac{Ne - \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5 \xi)}{f'_y (h_0 - a'_s)} \\ &= \frac{400 \times 10^3 \times 910.15 - 1.0 \times 11.9 \times 400 \times 460^2 \times 0.183 \times (1 - 0.5 \times 0.183)}{300 \times (460 - 40)} \\ &= 1563.5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

选配 5 Φ 20 ($A'_s = A_s = 1570 \text{ mm}^2$)。

(2) 小偏心受压情况 ($\xi > \xi_b$)。

将 $A_s = A'_s$, $f_y = f'_y$ 及 σ_s 代入小偏心受压构件基本计算公式 (4-12) 和式 (4-13) 中, 可以得到对称配筋小偏心受压基本计算公式

$$N = \alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s - f'_y A'_s \left(\frac{\xi - \beta_1}{\xi_b - \beta_1} \right) \quad (4-18)$$

$$Ne = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (4-19)$$

由式 (4-18) 和式 (4-19) 可解一个关于 ξ 的三次方程, 手算十分不方便。《混凝土规范》给出了矩形截面对称配筋的钢筋混凝土小偏心受压构件近似计算纵向钢筋截面面积公式, 即

$$A'_s = \frac{Ne - \xi (1 - 0.5 \xi) \alpha_1 f_c b h_0^2}{f'_y (h_0 - a'_s)} \quad (4-20)$$

此处, 相对受压区高度 ξ 按下列公式计算

$$\xi = \frac{N - \xi_b \alpha_1 f_c b h_0}{\frac{Ne - 0.43 \alpha_1 f_c b h_0^2}{(\beta_1 - \xi_b)(h_0 - a_s')} + \alpha_1 f_c b h_0} + \xi_b \quad (4-21)$$

【例 4-4】 已知偏心受压柱截面尺寸 $b \times h = 400\text{mm} \times 600\text{mm}$, $a_s = a_s' = 40\text{mm}$, 承受轴向力设计值 $N = 2400\text{kN}$, 弯矩设计值 $M = 120\text{kN}\cdot\text{m}$, 柱的计算长度 $l_0 = 3000\text{mm}$, 采用 C25 混凝土, HRB335 级钢筋, 采用对称配筋, 试确定纵向钢筋截面面积。

解 $h_0 = h - 40 = 600 - 40 = 560\text{mm}$

由式 (4-16) 得

$$\xi = \frac{N}{\alpha_1 f_c b h_0} = \frac{2400 \times 10^3}{1.0 \times 11.9 \times 400 \times 560} = 0.9 > \xi_b = 0.55$$

为小偏心受压构件。

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{120 \times 10^6}{2400 \times 10^3} = 50\text{mm}$$

$$e_a = \frac{1}{30} \times 600 = 20\text{mm}$$

则

$$e_i = e_0 + e_a = 50 + 20 = 70\text{mm}$$

$$\frac{l_0}{i} = \frac{3000 \times \sqrt{12}}{600} = 17.32 < 17.5$$

取 $\eta = 1.0$

$$e = \eta e_i + \frac{h}{2} - a_s = 1.0 \times 70 + \frac{600}{2} - 40 = 330\text{mm}$$

由式 (4-21) 计算 ξ , 得

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{N - \xi_b \alpha_1 f_c b h_0}{\frac{Ne - 0.43 \alpha_1 f_c b h_0^2}{(\beta_1 - \xi_b)(h_0 - a_s')} + \alpha_1 f_c b h_0} + \xi_b \\ &= \frac{2400 \times 10^3 - 0.55 \times 1.0 \times 11.9 \times 400 \times 560}{\frac{2400 \times 10^3 \times 330 - 0.43 \times 1.0 \times 11.9 \times 400 \times 560^2}{(0.8 - 0.55)(560 - 40)} + 1.0 \times 11.9 \times 400 \times 560} + 0.55 \\ &= 0.794 \end{aligned}$$

由式 (4-20) 计算 $A_s = A_s'$, 得

$$\begin{aligned} A_s &= A_s' = \frac{Ne - \xi(1 - 0.5\xi)\alpha_1 f_c b h_0^2}{f_y'(h_0 - a_s')} \\ &= \frac{2400 \times 10^3 \times 330 - 0.794 \times (1 - 0.5 \times 0.794) \times 1.0 \times 11.9 \times 400 \times 560^2}{300 \times (560 - 40)} \\ &= 495.5\text{mm}^2 > \rho'_{\min} b h_0 = 0.002 \times 400 \times 560 = 448\text{mm}^2 \end{aligned}$$

选配 2 Φ 18 ($A_s = A_s' = 509\text{mm}^2$)。

2. 截面承载力复核

在进行截面承载力复核时, 一般已知 b 、 h 、 A_s 和 A_s' , 混凝土强度等级及钢材品种, 构件长细比 l_0/h , 轴向压力设计值 N , 偏心距 e_0 , 要求验算截面承载力。

(1) 弯矩作用平面内承载力复核。

1) 已知轴向压力设计值 N , 求弯矩设计值 M 。将已知配筋和 ξ_b 代入式 (4-8) 计算界限情况下的受压承载力设计值 N_{b0} 。若 $N \leq N_{b0}$, 则为大偏心受压, 可按式 (4-8) 求 x , 再由式 (4-9) 求 e_0 , 得弯矩设计值 $M = Ne_0$ 。若 $N > N_{b0}$, 则为小偏心受压, 可按式 (4-12) 和式 (4-14) 求 x , 再由式 (4-13) 求 e_0 及 M 。

2) 已知偏心距 e_0 求轴向力设计值 N 。因截面配筋已知, 可按图 4-8 对 N 作用点取矩求 x 。当 $x \leq x_b$ 时, 为大偏心受压, 将 x 代入式 (4-8) 求轴向力设计值; 当 $x > x_b$ 时, 为小偏心受压, 代入式 (4-12)、式 (4-13) 和式 (4-14) 求解轴向力设计值 N 。

(2) 垂直于弯矩作用平面的承载力复核。偏心受压构件除应计算弯矩作用平面的受压承载力外, 尚应按轴心受压构件验算垂直于弯矩作用平面的受压承载力, 此时, 可不计入弯矩的作用, 但应考虑稳定系数 φ 的影响。

二、偏心受压构件斜截面受剪承载力计算

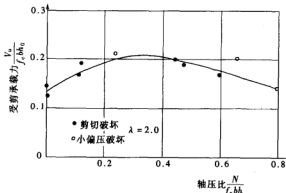


图 4-10 轴向压力对构件受剪承载力的影响

使构件混凝土剪压区高度增大, 从而提高了剪压区混凝土的抗剪能力。试验还表明, 临界斜裂缝的水平投影长度与无轴向压力构件相比基本没变, 所以箍筋的抗剪能力没有明显影响。

轴向压力对构件抗剪承载力的有利作用是有限度的, 图 4-10 绘出了一组构件的试验结果。当轴压比 $N/f_c b h = 0.3 \sim 0.5$ 时, 抗剪承载力达到最大值, 再增加轴向压力, 则构件抗剪承载力降低。

矩形、T 形和工形截面的钢筋混凝土偏心受压构件, 其斜截面受剪承载力 V 应符合下列规定

$$V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.07 N \quad (4-22)$$

$$\lambda = M / (V h_0) \text{ (各类结构的框架柱)} \quad (4-23)$$

$$\lambda = H_n / 2 h_0 \text{ (框架结构中柱的反弯点在层高范围内)} \quad (4-24)$$

$$N = 0.3 f_c A \text{ (当 } N > 0.3 f_c A \text{ 时)} \quad (4-25)$$

式中 λ ——偏心受压构件计算截面的剪跨比, 当 $\lambda < 1$ 时, 取 $\lambda = 1$, 当 $\lambda > 3$ 时, 取 $\lambda = 3$;

H_n ——柱的净高, mm;

N ——与剪力设计值 V 相应的轴向压力设计值, kN;

A ——构件的截面面积, mm^2 。

此处, M 为计算截面上与剪力设计值 V 相应的弯矩设计值。

当符合下列公式要求时, 则可不进行斜截面受剪承载力计算, 仅需根据构造要求配置箍筋

$$V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_t b h_0 + 0.07 N \quad (4-26)$$

偏心受压构件受剪截面尺寸尚应符合《混凝土规范》有关规定。

本章小结

(1) 钢筋混凝土轴心受压构件的承载力由混凝土和纵向受力钢筋两部分的抗压能力组成, 同时考虑因钢筋混凝土轴心受压长柱的强度比同截面的短柱要低而采用了稳定系数, 以表示构件承载力降低的程度。

(2) 在受压构件中不宜采用高强度钢筋, 因其应力只能达到 $400\text{N}/\text{mm}^2$ 。

(3) 偏心受压构件按其破坏特征划分为大偏心破坏和小偏心破坏两类。与受弯构件相似, 以受拉钢筋先屈服还是受压混凝土先压碎 (受拉钢筋是否屈服) 来判别其破坏类型, 也可用 $\xi \leq \xi_b$ (大偏心破坏) 和 $\xi > \xi_b$ (小偏心破坏) 来判别。

(4) 大偏心破坏时受拉钢筋先达到屈服强度, 最后受压区的混凝土被压碎, 受压钢筋达到屈服强度; 小偏心破坏时, 距轴向力较近一侧混凝土被压碎、受压钢筋达到屈服强度, 另一侧混凝土和钢筋应力一般均较小达不到各自强度限值。

(5) 偏心受压构件在计算中, 考虑了长柱的纵向弯曲影响、因荷载作用位置的不定性及混凝土质量的不均匀性和施工偏差等引起的附加偏心距。

(6) 偏心受压构件的基本计算公式可在计算简图中较容易地推出。

(7) 轴向压力的存在对构件受剪承载力有提高的作用。

思考题

1. 轴心受压构件中, 钢筋抗压强度设计值取值应注意哪些问题?
2. 怎样区分大、小偏心受压破坏的界限?
3. 简述偏心受压短柱的破坏形态。
4. 受压构件就其截面形式和尺寸、材料强度等级、钢筋选配有何要求?
5. 什么是偏心距增大系数?
6. 如何考虑附加偏心距?
7. 试绘出大、小偏心受压构件截面的计算应力图形, 并写出基本公式。
8. 如何进行对称配筋矩形截面偏心受压构件正截面承载力设计?
9. 如何计算偏心受压构件的斜截面受剪承载力?

习 题

1. 已知轴心受压柱截面尺寸 $b \times h = 400\text{mm} \times 400\text{mm}$, 承受轴向力设计值 $N = 1850\text{kN}$, 计算长度 $l_0 = 6000\text{mm}$, 混凝土强度等级系数为 C25, 钢筋采用 HRB335 级, 求纵向钢筋截面面积。
2. 已知现浇钢筋混凝土柱截面尺寸 $b \times h = 300\text{mm} \times 300\text{mm}$, 计算长度 $l_0 = 4500\text{mm}$, 混凝土强度等级为 C20, 配有钢筋 $4\Phi 20$, 求该柱所能承受的最大轴向力设计值。
3. 已知钢筋混凝土柱的截面尺寸 $b \times h = 400\text{mm} \times 600\text{mm}$, 计算长度 $l_0 = 5000\text{mm}$, 承受轴向压力设计值 $N = 550\text{kN}$, 弯矩设计值 $M = 350\text{kN}\cdot\text{m}$, 混凝土强度等级为 C25, 钢筋采用 HRB335 级, $a_s = a'_s = 40\text{mm}$, 采用对称配筋, 试确定纵向钢筋截面面积。
4. 条件同习题 3, 但 $N = 1950\text{kN}$, $M = 380\text{kN}\cdot\text{m}$, 求纵向钢筋截面面积。

第五章

受拉构件承载力计算

本章提要

在实际工程中,受拉构件和受压构件一样,应用也十分广泛。例如,钢筋混凝土桁架中的下弦杆、圆形水池的环形池壁等(见图5-1)为轴心受拉构件;单层厂房的双肢柱、矩形水池等(见图5-2)为偏心受拉构件。本章主要讲述钢筋混凝土轴心受拉及偏心受拉构件的截面承载力计算。

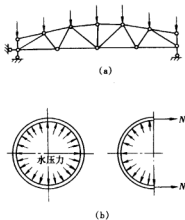


图5-1 受拉构件

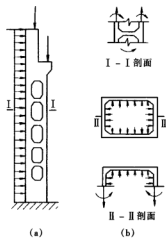


图5-2 双肢柱及矩形水池

第一节 轴心受拉构件

由于混凝土抗拉强度很低,轴心受拉构件破坏时,混凝土早已被拉裂而退出工作,全部拉力由钢筋承担,直到钢筋受拉屈服。所以,轴心受拉构件的正截面承载力计算公式如下

$$N \leq f_y A_s \quad (5-1)$$

式中 N ——轴向拉力设计值, kN;

A_s ——受拉钢筋的全部截面面积, mm^2 ;

f_y ——钢筋的抗拉强度设计值, N/mm^2 。

【例 5-1】 钢筋混凝土屋架下弦杆，截面尺寸 $b \times h = 180\text{mm} \times 180\text{mm}$ ，混凝土强度等级为 C30，钢筋为 HRB335，承受轴向拉力设计值为 238kN。求截面配筋。

解 HRB335 钢筋， $f_y = 300\text{N/mm}^2$ ，由式 (5-1) 得

$$A_s = N/f_y = 238000/300 = 793\text{mm}^2$$

选用 4 Φ 16 ($A_s = 804\text{mm}^2$)。

第二节 偏 心 受 拉 构 件

一、偏心受拉构件正截面承载力计算

试验表明，根据偏心拉力的作用位置不同，可分为大偏心受拉与小偏心受拉两种情况。

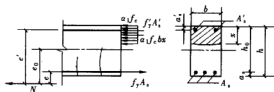


图 5-3 大偏心受拉计算图

(一) 大偏心受拉构件正截面承载力计算

当轴向拉力 N 作用在钢筋 A_s 合力点及 A'_s 合力点范围以外时，为大偏心受拉情况。如图 5-3 所示，构件破坏时，钢筋 A_s 及 A'_s 应力均达到屈服强度，受压区混凝土强度达到

$\alpha_1 f_c$ ，其破坏形态与大偏心受压构件类似。

根据平衡条件，其基本公式如下

$$N \leq f_y A_s - f'_y A'_s - \alpha_1 f_c b x \quad (5-2)$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (5-3)$$

$$e = e_0 - \frac{h}{2} + a_s \quad (5-4)$$

适用条件： $x \leq \xi_b h_0$ ； $x \geq 2a'_s$ 。

为了充分发挥混凝土的抗压强度，使钢筋总用量 ($A_s + A'_s$) 最少，取 $x = \xi_b h_0$ ，代入式 (5-2) 及式 (5-3)，可得

$$A'_s = \frac{Ne - \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi_b (1 - 0.5 \xi_b)}{f'_y (h_0 - a'_s)} \quad (5-5)$$

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b h_0 \xi_b + N}{f_y} + \frac{f'_y}{f_y} A'_s \quad (5-6)$$

(二) 小偏心受拉构件正截面承载力计算

当轴向拉力 N 作用在钢筋 A_s 合力点及 A'_s 合力点范围以内时，为小偏心受拉情况。如图 5-4 所示，构件临破坏前，截面全部裂通，拉力完全由钢筋承担，且钢筋 A_s 及 A'_s 的应力均达到屈服强度。

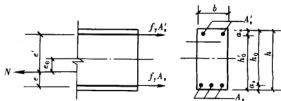


图 5-4 小偏心受拉计算图

根据平衡条件，其基本公式如下

$$Ne \leq f_y' A_s' (h_0 - a_s') \quad (5-7)$$

$$Ne' \leq f_y A_s (h_0 - a_s') \quad (5-8)$$

$$e = \frac{h}{2} - e_0 - a_s \quad (5-9)$$

$$e' = \frac{h}{2} + e_0 - a_s' \quad (5-10)$$

【例 5-2】 已知某构件承受轴向拉力设计值 $N = 50\text{kN}$ ，弯矩 $M = 30\text{kN}\cdot\text{m}$ ，混凝土强度等级为 C25，采用 HRB335 钢筋。柱截面尺寸为 $b \times h = 250\text{mm} \times 350\text{mm}$ ，求所需纵筋面积。

解 混凝土强度等级为 C25，环境类别为一类，设 $a_s = 40\text{mm}$ ，则

$$h_0 = h - a_s = 350 - 40 = 310\text{mm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{30 \times 10^6}{50 \times 10^3} = 600\text{mm}$$

为大偏心受拉。

$$e = e_0 - \frac{h}{2} + a_s = 600 - \frac{350}{2} + 40 = 465\text{mm}$$

为使钢筋用量最少，取 $\xi = \xi_b = 0.55$ ，则

$$\begin{aligned} A_s' &= \frac{Ne - \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi_b (1 - 0.5 \xi_b)}{f_y' (h_0 - a_s')} \\ &= \frac{50 \times 10^3 \times 465 - 1.0 \times 11.9 \times 250 \times 310^2 \times 0.55 \times (1 - 0.5 \times 0.55)}{300 \times (310 - 40)} < 0 \end{aligned}$$

取 $A_s' = \rho'_{\min} b h_0 = 0.002 \times 250 \times 310 = 155\text{mm}^2$ ，按构造选用 $2\Phi 12$ ($A_s' = 226\text{mm}^2$)。

计算 A_s (不考虑 A_s')：

$$\alpha_s = \frac{Ne}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{50 \times 10^3 \times 465}{1.0 \times 11.9 \times 250 \times 310^2} = 0.081$$

查附表 15，得 $\xi = 0.085$ ， $\gamma_s = 0.958$ ，则

$$x = \xi h_0 = 0.085 \times 310 = 26.35\text{mm} < 2a_s' = 2 \times 40 = 80\text{mm}$$

$$e' = \frac{h}{2} + e_0 - a_s' = \frac{350}{2} + 600 - 40 = 735\text{mm}$$

对 A_s' 合力作用点取矩，得

$$A_s = \frac{Ne'}{f_y (h_0 - a_s')} = \frac{50 \times 10^3 \times 735}{300 \times (310 - 40)} = 453.7\text{mm}^2$$

配置 $2\Phi 18$ ($A_s = 509\text{mm}^2$)。

【例 5-3】 偏心受拉构件截面尺寸 $b \times h = 200\text{mm} \times 350\text{mm}$ ，承受轴向拉力设计值 $N = 450\text{kN}$ ，弯矩设计值 $M = 50\text{kN}\cdot\text{m}$ ，采用 HRB335 钢筋，混凝土强度等级为 C20，求钢筋面积 A_s 和 A_s' 。

解 设 $a_s = 40\text{mm}$ ，则

$$h_0 = h - a_s = 350 - 40 = 310\text{mm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{50 \times 10^6}{450 \times 10^3} = 111\text{mm} < \frac{h}{2} - a_s = \frac{350}{2} - 40 = 135\text{mm}$$

为小偏心受拉。

$$e' = \frac{h}{2} + e_0 - a'_s = \frac{350}{2} + 111 - 40 = 246\text{mm}$$

$$e = \frac{h}{2} - e_0 - a_s = \frac{350}{2} - 111 - 40 = 24\text{mm}$$

由式 (5-7), 得

$$A'_s \geq \frac{Ne}{f_y'(h_0 - a'_s)} = \frac{450 \times 10^3 \times 24}{300 \times (310 - 40)} = 133\text{mm}^2$$

配置 2Φ12 ($A_s = 226\text{mm}^2$)。

由式 (5-8), 得

$$A_s \geq \frac{Ne'}{f_y(h_0 - a'_s)} = \frac{450 \times 10^3 \times 246}{300 \times (310 - 40)} = 1367\text{mm}^2$$

选用 3Φ25 ($A_s = 1473\text{mm}^2$)。

二、偏心受拉构件斜截面受剪承载力计算

偏心受拉构件截面中, 一般都存在着剪力。轴向拉力的存在使构件的斜截面承载力比无轴向拉力时要降低一些。《混凝土规范》给出了钢筋混凝土偏心受拉构件的斜截面受剪承载力计算公式, 即

$$V \leq \frac{1.75}{(\lambda + 1.0)} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 - 0.2N \quad (5-11)$$

式中 N ——与剪力设计值 V 相应的轴向拉力设计值;

λ ——计算截面的剪跨比, 按式 (4-20) 取值。

式 (5-11) 右边的计算值小于 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 时, 应取等于 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$, 且 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 值不得小于 $0.36f_t b h_0$ 。

与偏心受压构件相同, 受剪截面尺寸应符合《混凝土规范》的有关规定。

本章小结

(1) 钢筋混凝土轴心受拉构件在计算时不考虑混凝土参加工作, 全部外力由纵向钢筋承担。

(2) 偏心受拉构件按其破坏特征划分为大偏心受拉破坏和小偏心受拉破坏两类。当轴向力作用在钢筋 A_s 及 A'_s 的范围以外时为大偏心受拉; 构件破坏时的钢筋应力均达到屈服强度, 破坏形态与大偏心受压构件类似。当轴向力作用在钢筋 A_s 及 A'_s 的范围之间时为小偏心受拉; 构件破坏时的钢筋应力都能达到屈服强度。

(3) 偏心受拉构件的基本计算公式可在计算简图中较容易地推出。

(4) 轴向拉力的存在对构件受剪承载力产生不利影响。

思考题

1. 哪些构件属于受拉构件, 试举例说明。

2. 怎样判别偏心受拉构件所属的类型?
3. 大偏心受拉构件正截面承载力计算公式的适用条件是什么? 为什么?
4. 偏心受拉和偏心受压杆件斜截面承载力计算公式有何不同?

习 题

1. 已知柱截面尺寸 $b \times h = 200\text{mm} \times 300\text{mm}$, 混凝土强度等级为 C20, 采用 HRB335 钢筋, 承受轴向拉力设计值 $N = 250\text{kN}$, 弯矩设计值 $M = 100\text{kN}\cdot\text{m}$, 试确定钢筋面积 A_s 和 A'_s 。
2. 已知柱截面尺寸 $b \times h = 250\text{mm} \times 400\text{mm}$, 混凝土强度等级为 C20, 采用 HRB335 钢筋, 承受轴向拉力设计值 $N = 360\text{kN}$, 弯矩设计值 $M = 50\text{kN}\cdot\text{m}$, 试确定钢筋面积 A_s 和 A'_s 。

第六章

受扭构件承载力计算

本章提要

受扭构件是工业与民用建筑中经常采用的构件,但其强度计算理论与其他构件相比更为复杂。本章主要介绍一般受扭构件的设计计算原理及相应的构造知识。

第一节 概 述

在钢筋混凝土结构中,凡是构件截面中受有扭矩作用的构件称为受扭构件。但仅受扭矩作用的纯扭构件很少见,一般都是同时承受扭矩、弯矩和剪力。工程中常遇到的受扭构件有挑檐梁、吊车梁和框架边梁等,如图 6-1 所示。

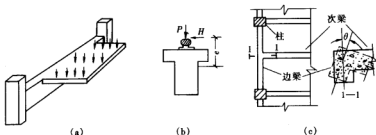


图 6-1 工程中常见的受扭构件
(a) 挑檐梁; (b) 吊车梁; (c) 现浇框架的边梁

第二节 矩形截面纯扭构件承载力计算

一、纯扭构件的开裂扭矩

钢筋混凝土受扭构件在开裂前应变很小,因此构件中钢筋的应力也很小,钢筋对构件开裂扭矩的影响不大,所以在研究构件开裂扭矩时,可忽略钢筋的作用。

(一) 弹性计算理论

由材料力学可知,弹性材料矩形截面在扭矩作用下,截面上将产生剪应力,其分布规律如图 6-2 所示。最大剪应力发生在截面长边的中点,其主拉应力 σ_{μ} 和主压应力轨迹线呈

45°正交螺旋线,且在数值上等于剪扭应力 τ_{\max} , 即

$$\sigma_{pt} = \tau_{\max} \quad (6-1)$$

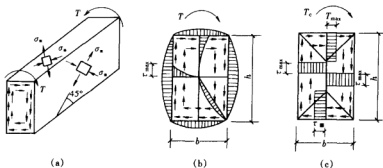


图 6-2 受扭构件截面中的剪应力分布 (按弹性理论)

弹性计算理论认为,在主拉应力达到混凝土抗拉强度时,即 $\sigma_{pt} = \tau_{\max} = f_t$, 构件将沿垂直于主拉应力的方向开裂,此时构件所受的扭矩即为开裂扭矩 T_{cr} 。

试验表明,按弹性计算理论确定的开裂扭矩远低于试验实测值。

(二) 塑性计算理论

对塑性材料来说,当截面上某一点的应力达到屈服强度时,只表明该点材料屈服,进入塑性状态,而整个构件仍能继续承担荷载,直到整个截面上各点应力全部达到材料的屈服强度时,构件才达到极限承载力。此时截面的剪应力分布如图 6-3 所示。

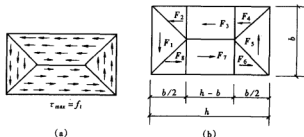


图 6-3 受扭构件截面中的剪应力分布 (按塑性理论)

如图 6-3 (b) 所示,将截面分为八个部分,每个部分面积上的合力对截面转动中心取矩,可得开裂扭矩为

$$\begin{aligned} T_{cr} = \sum T_i &= 2 \times \frac{1}{2} \times b \times \frac{b}{2} \times f_t \times \frac{1}{2} \left(h - \frac{b}{3} \right) + 4 \times \frac{1}{2} \times \frac{b}{2} \times \frac{b}{2} \times f_t \times \frac{2}{3} \times \frac{b}{2} \\ &\quad + 2 \times \frac{1}{2} b(h-b)f_t \times \frac{1}{2} \times \frac{b}{2} = \frac{b^2}{6} (3h-b)f_t \end{aligned} \quad (6-2)$$

令
则

$$W_t = \frac{b^2}{6} (3h-b) \quad (6-3)$$

$$T_{cr} = W_t f_t \quad (6-4)$$

由于混凝土不是理想的塑性材料,按上式算得的受扭承载力高于实测值。因此,素混凝土扭构件的承载力应介于以上两种计算理论的计算结果之间。

二、纯扭构件的破坏特征

(一) 受扭钢筋的形式

扭矩在构件中引起的主拉应力轨迹线是一组与构件纵轴呈 45° 角的螺旋线,因此,最合理的抗扭钢筋应是沿 45° 方向布置的螺旋钢筋,但这会给施工造成许多不便,所以,在实际工程中都采用横向箍筋和纵向钢筋形成的钢筋骨架来承担扭矩。

(二) 构件破坏特征

1. 少筋破坏

当配筋过少或配筋间距过大时,构件随扭矩增大,首先在长边中点附近最薄弱处产生一条与纵轴成 45° 左右的斜裂缝,随后向相邻两个面沿 45° 螺旋方向延伸。由于配筋数量过少,与斜裂缝相交的钢筋不足以承担因混凝土开裂而转移给钢筋的拉力,立即达到屈服强度。最后形成三面开裂、一面受压的空间扭曲面,构件随即破坏。破坏过程急速且突然,属脆性破坏,破坏扭矩基本上等于开裂扭矩,这种破坏形态称为少筋破坏。为防止少筋破坏发生,《混凝土规范》规定了受扭箍筋和受扭纵筋的最小配筋率和箍筋最大间距等构造要求。

2. 适筋破坏

当配筋适量时,在扭矩作用下,构件开裂后并不立即破坏。随着扭矩增大,将出现许多 45° 斜裂缝。与斜裂缝相交的箍筋和纵筋先后达到屈服,裂缝进一步开展,最后受压面上的混凝土被压碎,构件随之破坏。破坏过程表现出一定的塑性特征,这种破坏形态称为适筋破坏。钢筋混凝土受扭构件承载力计算就是以这种破坏形态为依据。

3. 超筋破坏

当配筋量过大时,在扭矩作用下,构件产生很多斜裂缝。随着扭矩增大,在箍筋和纵筋还没达到屈服时,构件就因受压一侧混凝土被压碎而破坏,破坏具有脆性特征,这种破坏称为超筋破坏。若箍筋和纵筋配筋强度相差较大,破坏时就可能出现纵筋屈服箍筋不屈服,或箍筋屈服而纵筋不屈服的现象,这种破坏形态称为部分超筋破坏。

三、纯扭构件承载力的计算

如前所述,钢筋混凝土纯扭构件承载力计算是以适筋破坏为依据的,《混凝土规范》根据大量的试验研究,给出纯扭构件承载力计算公式为

$$T \leq T_u = 0.35f_t W_t + 1.2\sqrt{\zeta} \frac{f_{yt} A_{stl}}{s} A_{cor} \quad (6-5)$$

$$\zeta = \frac{f_y A_{stl} s}{f_{yt} A_{stl} \mu_{cor}} \quad (6-6)$$

式中 T ——扭矩设计值 $N \cdot mm$;

T_u ——构件受扭承载力设计值 $N \cdot mm$;

W_t ——截面抗扭塑性抵抗矩 $N \cdot mm$;

A_{cor} ——截面核心部分的面积, $A_{cor} = b_{cor} \times h_{cor}$, mm^2 ;

b_{cor} ——截面核心部分的短边尺寸,按箍筋内表面计算, mm ;

- h_{cor} ——截面核心部分的长边尺寸,按箍筋内表面计算,mm;
 μ_{cor} ——截面核心部分的周长,其取值为 $2(b_{cor} + h_{cor})$,mm;
 A_{sl} ——受扭计算中,沿截面周边所配置箍筋的单肢截面面积,mm²;
 A_{al} ——受扭计算中取对称布置的全部纵向钢筋截面面积,mm²;
 s ——沿构件长度方向的箍筋间距,mm;
 f_{yv} ——箍筋的抗拉强度设计值, N·mm⁻²;
 f_y ——纵向钢筋抗拉强度设计值, N·mm⁻²;
 f_t ——混凝土抗拉强度设计值, N·mm⁻²;
 ζ ——受扭构件纵向钢筋与箍筋配筋强度的比值。

对 ζ 取值应符合下列条件:

- (1) $0.6 \leq \zeta \leq 1.7$ 。
- (2) 当 $\zeta > 1.7$ 时,取 $\zeta = 1.7$ 。

试验表明,当 $0.6 \leq \zeta \leq 1.7$ 时,可避免部分超筋破坏;当 $\zeta \approx$ 时,纵筋和箍筋基本上能同时达到屈服。

第三节 矩形截面剪扭构件承载力计算

一、剪扭构件承载力的表达式

在进行钢筋混凝土剪扭构件承载力计算时,为了与受弯构件斜截面承载力计算和纯扭构件受扭承载力计算公式相协调,其受剪承载力和受扭承载力计算公式也采用两项和的表达式。即

$$V \leq V_{\mu} = V_c + V_s \quad (6-7)$$

$$T \leq T_{\mu} = T_c + T_s \quad (6-8)$$

式中 V 、 T ——剪扭构件的剪力设计值和扭矩设计值, kN 和 kN·m;

V_{μ} 、 T_{μ} ——剪扭构件的受剪承载力设计值和受扭承载力设计值 kN 和 kN·m;

V_c 、 T_c ——剪扭构件混凝土的受剪承载力设计值和受扭承载力设计值 kN 和 kN·m;

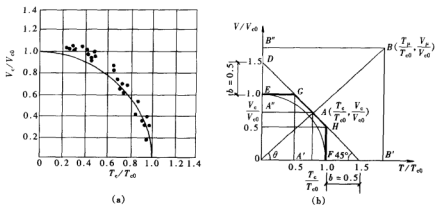
V_s 、 T_s ——剪扭构件钢筋的受剪承载力设计值和受扭承载力设计值 kN 和 kN·m;

二、受剪、受扭承载力的相关关系

剪扭构件的试验表明,构件的抗扭能力随着同时作用的剪力增大而降低,同样,构件的抗剪能力也随着同时作用的扭矩增加而降低。构件抵抗某种内力的能力受其他同时作用内力影响的这种性质,称为构件承受各种内力的能力之间的相关性。

对于无腹筋矩形截面剪扭构件,当取无量纲变量 $\frac{V_c}{V_d}$ 和 $\frac{T_c}{T_d}$ 为坐标轴时,其剪扭相关曲线接近于半径等于 1 的 1/4 圆周,如图 6-4 (a) 所示。

对于有腹筋矩形截面剪扭构件,其受剪承载力与受扭承载力都是由混凝土和钢筋两部分组成的,试验中很难将这两部分区分开来。因此,《混凝土规范》假定在剪扭构件中,混凝



将 $V_{\mu} = V$, $T_{\mu} = T$, $V_{\text{co}} = 0.7f_t b h_0$, $T_{\text{co}} = 0.35f_t W_t$ 代入公式 (6-15) 得

$$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.5 \frac{VW_t}{Tbh_0}} \quad (6-18)$$

对于集中荷载作用下的剪扭构件 (包括作用有多种荷载, 且其中集中荷载对支座截面或节点边缘所产生的剪力值占该截面总剪力值 75% 以上的情况), $V_{\text{co}} = \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0$, 公式 (6-18) 应该写为

$$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.2(\lambda + 1) \frac{VW_t}{Tbh_0}} \quad (6-19)$$

β_t 为剪扭构件混凝土受扭承载力降低系数: 当 $\beta_t < 0.5$ 时, 取 $\beta_t = 0.5$; 当 $\beta_t > 1.0$ 时, 取 $\beta_t = 1.0$ 。

三、剪扭构件承载力计算公式

根据以上分析, 剪扭构件承载力应按下列公式计算。

1. 一般剪扭构件

$$V \leq V_{\mu} = 0.7(1.5 - \beta_t)f_t b h_0 + 1.25f_{yv} \frac{nA_{sv1}}{s} h_0 \quad (6-20)$$

$$T \leq T_{\mu} = 0.35\beta_t f_t W_t + 1.2\sqrt{\xi}f_{yv} \frac{A_{sv1}}{s} A_{cor} \quad (6-21)$$

$$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.5 \frac{VW_t}{Tbh_0}} \quad (0.5 \leq \beta_t \leq 1.0) \quad (6-22)$$

2. 集中荷载作用下的独立剪扭构件

$$V \leq V_{\mu} = \frac{1.75}{\lambda + 1}(1.5 - \beta_t)f_t b h_0 + f_{yv} \frac{nA_{sv1}}{s} h_0 \quad (6-23)$$

$$T \leq T_{\mu} = 0.35\beta_t f_t W_t + 1.2\sqrt{\xi}f_{yv} \frac{A_{sv1}}{s} A_{cor} \quad (6-24)$$

$$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.2(\lambda + 1) \frac{VW_t}{Tbh_0}} \quad (0.5 \leq \beta_t \leq 1.0) \quad (6-25)$$

第四节 矩形截面弯扭和弯剪扭构件承载力计算

一、计算原理

在实际工程中, 钢筋混凝土受扭构件大多都是同时受有弯矩、剪力和扭矩共同作用的弯剪扭构件。为简化计算, 规范规定钢筋混凝土弯剪扭构件可按“叠加法”进行计算, 即其纵向钢筋截面面积由受弯承载力和受扭承载力所需的纵向钢筋截面面积相叠加, 其箍筋截面面积由受弯承载力和受扭承载力所需的箍筋截面面积相叠加。

二、计算步骤

1. 初步确定构件截面尺寸和材料强度

2. 验算构件截面尺寸

为防止剪扭构件发生混凝土先被压坏的超筋破坏, 必须规定截面的限制条件。《混凝土规范》规定, 对于 $h_w/b \leq 6$ 的矩形截面应符合下列条件:

(1) 当 $\frac{h_w}{b} \leq 4$ 时, 满足

$$\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{0.8W_t} \leq 0.25\beta_c f_c \quad (6-26)$$

(2) 当 $\frac{h_w}{b} = 6$ 时, 满足

$$\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{0.8W_t} \leq 0.2\beta_c f_c \quad (6-27)$$

(3) 当 $4 < \frac{h_w}{b} < 6$ 时, 按线性内插法确定。

3. 确定计算方法

当构件内某种内力较小, 截面尺寸相对较大时, 可不考虑该项内力。因此, 规范规定:

(1) 当 $V_{d0} \leq 0.35f_t bh_0$ 或 $V_{d0} \leq \frac{0.875}{\lambda+1} f_t bh_0$ 时, 可仅按受弯构件的正截面受弯承载力和纯扭构件的受扭承载力分别进行计算。

(2) 当 $T_{d0} \leq 0.175f_t W_t$ 时, 可仅按受弯构件的正截面受弯承载力和斜截面受剪承载力分别进行计算。

(3) 当 $\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{W_t} \leq 0.7f_t$ 时, 可不进行构件受剪扭承载力计算, 仅需按构造要求配置纵向钢筋和箍筋。

4. 确定箍筋数量

(1) 按式 (6-18) 或式 (6-19) 计算系数 β_t ;

(2) 按式 (6-20) 或式 (6-23) 计算受剪箍筋的数量 $\frac{A_{sv1}}{s}$;

(3) 按式 (6-21) 或式 (6-24) 计算受扭箍筋的数量 $\frac{A_{st1}}{s}$;

(4) 计算箍筋总数量

$$\frac{A_{st1}}{s} = \frac{A_{sv1}}{s} + \frac{A_{st1}}{s} \quad (6-28)$$

(5) 验算最小配箍率

$$\rho_{sv} = \frac{nA_{st1}}{bs} \geq \rho_{sv, \min} = 0.28 \frac{f_t}{f_{yv}} \quad (6-29)$$

(6) 构造规定: 在钢筋混凝土弯剪扭构件中, 箍筋除应满足最小直径和最大间距要求外, 受扭所需箍筋应做成封闭式, 且应沿截面周边布置; 当采用复合箍筋时, 位于截面内部的箍筋不应计入受扭所需的箍筋面积; 受扭所需箍筋的末端应做成 135° 弯钩, 弯钩端头平直

段长度不应小于 $10d$ (d 为箍筋直径)。

5. 计算受扭纵筋数量

将已求得的单侧箍筋数量代入式 (6-6) 可得

$$A_{stl} = \frac{\sum f_{yv} A_{stl} l_{cor}}{f_y s} \quad (6-30)$$

梁内受扭纵向钢筋的配筋率应符合下述规定

$$\rho_{st} = \frac{A_{stl}}{bh} \leq 0.6 \sqrt{\frac{T}{Vb}} \frac{f_1}{f_y} \quad (6-31)$$

当 $\frac{T}{Vb} > 2.0$ 时, 取 $\frac{T}{Vb} = 2.0$ 。

6. 受弯纵筋数量的计算

按受弯构件正截面承载力计算受弯纵筋数量。

7. 构件截面总纵筋数量的计算

将受扭纵筋截面面积与受弯纵筋截面面积叠加, 即为构件截面所需总的纵筋数量。

在弯剪扭构件中, 配置在截面弯曲受拉边的纵向受力钢筋, 其截面面积不应小于按受弯构件受拉钢筋最小配筋率算出的钢筋截面面积与按式 (6-30) 计算, 并分配到弯曲受拉边的钢筋截面面积之和。沿截面周边布置的受扭纵向钢筋的间距不应大于 200mm 和梁截面短边长度; 除应在梁截面四角设置受扭纵向钢筋外, 其余受扭纵向钢筋宜沿截面周边均匀对称布置。受扭纵向钢筋应按受拉钢筋锚固在支座内。

第五节 T形截面和工字形截面弯剪扭构件承载力计算

一、T形截面和工字形截面受扭塑性抵抗矩

对于 T 形和工字形截面, 可近似地将其视为由若干个矩形截面所组成, 取各个矩形分块的受扭塑性抵抗矩之和作为整个截面的受扭塑性抵抗矩 W_t 。各矩形分块的划分方法如图 6-5 所示。

腹板截面的受扭塑性抵抗矩按下式计算

$$W_{tw} = \frac{b^2}{6} (3h - b) \quad (6-32)$$

受压区及受拉区翼缘截面的受扭塑性抵抗矩 W_{tf}' 、 W_{tf} 分别按下式计算

$$W_{tf}' = \frac{h_f'^2}{2} (b_f' - b) \quad (6-33)$$

$$W_{tf} = \frac{h_f^2}{2} (b_f - b) \quad (6-34)$$

则全截面受扭塑性抵抗矩 W_t 为

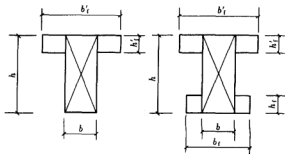


图 6-5 T 形和工字形截面塑性抵抗矩的分块计算

$$W_t = W_w + W'_t + W_d \quad (6-35)$$

计算时取用的翼缘宽度尚应符合 $b'_f \leq b + 6h'_f$ 及 $b_f \leq b + 6h_f$ 的规定。

二、各矩形分块截面扭矩设计值的分配

规范规定，每个矩形截面的扭矩设计值应分别按下列公式计算。

1. 腹板

$$T_w = \frac{W_w}{W_t} T \quad (6-36)$$

2. 受压翼缘

$$T'_f = \frac{W'_f}{W_t} T \quad (6-37)$$

3. 受拉翼缘

$$T_f = \frac{W_f}{W_t} T \quad (6-38)$$

三、T形截面和工字形截面弯剪扭构件承载力计算

(1) 按受弯构件正截面受弯承载力计算所需的纵向钢筋截面面积。

(2) 按剪、扭共同作用计算承受剪力所需的箍筋截面面积和承受扭矩所需的纵向钢筋截面面积和箍筋截面面积。

对于腹板，应考虑同时承担全部剪力和相应的分配弯矩，按公式 (6-20) ~ 式 (6-25) 计算，但应将公式中的 T 和 W_t 改为 T_w 和 W_{w0} 。对于翼缘，不考虑其承受剪力，按承受相应分配扭矩的纯扭构件进行计算，但应将 T 和 W_t 分别改为 T_f 、 W'_f 和 T_f 、 W_f 。

(3) 将以上两部分叠加，即求得最后所需箍筋截面面积和纵筋截面面积，并配置在相应的位置上。

【例 6-1】 一承受均布荷载作用的钢筋混凝土矩形截面构件，其截面尺寸为 $b \times h = 250\text{mm} \times 600\text{mm}$ ，承受弯矩设计值 $M = 170\text{kN} \cdot \text{m}$ ，剪力设计值 $V = 100\text{kN}$ ，扭矩设计值 $T = 23\text{kN} \cdot \text{m}$ 。混凝土强度等级为 C30，纵向钢筋采用 HRB335 级钢筋，箍筋采用 HPB235 级钢筋。试确定该梁的配筋。

解 (1) 验算构件截面尺寸。

$$h_0 = 600 - 35 = 565\text{mm}$$

$$W_t = \frac{b^2}{6}(3h - b) = \frac{250^2}{6} \times (3 \times 600 - 250) = 16.15 \times 10^6 \text{mm}^3$$

$$\begin{aligned} \frac{V}{bh} + \frac{T}{0.8W_t} &= \frac{100 \times 10^3}{250 \times 565} + \frac{23 \times 10^6}{0.8 \times 16.15 \times 10^6} = 2.49 < 0.25\beta_c f_c \\ &= 0.25 \times 1.0 \times 14.3 = 3.58 \text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

满足要求。

(2) 确定算法。

$$0.35f_t b h_0 = 0.35 \times 1.43 \times 250 \times 565 = 70.7 \times 10^3 \text{N} < V = 100\text{kN} (\text{不能忽略剪力})$$

$$\begin{aligned}
 0.175f_t W_t &= 0.175 \times 1.43 \times 16.15 \times 10^6 \\
 &= 4.04 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} < T = 23.0 \text{ kN} \cdot \text{m} (\text{不能忽略扭矩}) \\
 \frac{V}{bh_0} + \frac{T}{W_t} &= \frac{100 \times 10^3}{250 \times 565} + \frac{23.0 \times 10^6}{16.15 \times 10^6} \\
 &= 2.132 > 0.7f_t \\
 &= 0.7 \times 1.43 = 1.0 (\text{应按计算配置受扭钢筋})
 \end{aligned}$$

(3) 确定箍筋数量。

受扭承载力降低系数

$$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.5 \frac{VW_t}{Tbh_{0t}}} = \frac{1.5}{1 + 0.5 \times \frac{100 \times 10^3 \times 16.15 \times 10^6}{23.0 \times 10^6 \times 250 \times 565}} = 1.2 > 1.0$$

取 $\beta_t = 1.0$

计算单侧受剪箍筋, 采用双肢箍筋, $n=2$ 。

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{sv1}}{s} &= \frac{V - 0.7(1.5 - \beta_t)f_t bh_0}{1.25f_{yv}nh_0} \\
 &= \frac{100 \times 10^3 - 0.7 \times (1.5 - 1) \times 1.43 \times 250 \times 565}{1.25 \times 210 \times 2 \times 565} = 0.099
 \end{aligned}$$

计算单侧受扭箍筋。

$$\begin{aligned}
 b_{cor} &= 250 - 50 = 200 \text{ mm} \\
 h_{cor} &= 600 - 50 = 550 \text{ mm} \\
 \mu_{cor} &= 2 \times (b_{cor} + h_{cor}) = 2 \times (200 + 550) = 1500 \text{ mm} \\
 A_{cor} &= b_{cor} \times h_{cor} = 200 \times 550 = 110000 \text{ mm}^2 \\
 \frac{A_{st1}}{s} &= \frac{T - 0.35\beta_t f_t W}{1.2\sqrt{\xi}f_{yt}A_{cor}} = \frac{23.0 \times 10^6 - 0.35 \times 1.0 \times 1.43 \times 16.15 \times 10^6}{1.2 \times \sqrt{1.2} \times 210 \times 110000} = 0.491
 \end{aligned}$$

计算单侧箍筋总数量。

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{A_{sv1}}{s} + \frac{A_{st1}}{s} = 0.099 + 0.491 = 0.59$$

(4) 确定受扭纵筋数量。

$$A_{st} = \frac{\xi f_{yt} A_{st1} \mu_{cor}}{f_y s} = \frac{1.2 \times 210 \times 0.491 \times 1500}{300} = 619 \text{ mm}^2$$

(5) 确定受弯纵筋数量。

$$\begin{aligned}
 \alpha_s &= \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{170 \times 10^6}{1.0 \times 14.3 \times 250 \times 565^2} = 0.149 \\
 \zeta &= 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.149} = 0.162 < \xi_b = 0.55 \\
 A_s &= \xi b h_0 \frac{\alpha_1 f_c}{f_y} = 0.162 \times 250 \times 565 \times \frac{1.0 \times 14.3}{300} = 1091 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

(6) 选配钢筋, 并验算最小配筋率。

选箍筋直径为 10mm, 则 $A_{st1} = 78.5 \text{ mm}^2$ 。

$$\frac{A_{st1}^*}{s} = \frac{A_{st1}}{s} + \frac{A_{st1}}{s} = 0.099 + 0.491 = 0.59$$

$$s \leq \frac{A_{st1}^*}{0.59} = \frac{78.5}{0.59} = 133\text{mm}$$

取 $s = 120\text{mm}$

$$\rho_{st} = \frac{A_{st1}}{bs} = \frac{2 \times 78.5}{250 \times 120} = 0.0052 > \rho_{st, \min} = 0.28f_t/f_{yy} = 0.28 \times 1.43/210 = 0.0019$$

因为受扭纵筋间距不能大于 200mm, 故需要配置 4 排受扭纵筋。上部三排每排需要钢筋面积为

$$\frac{A_{st1}}{4} = \frac{619}{4} = 155\text{mm}^2$$

选用 2Φ12, $A_s = 226\text{mm}^2 > 155\text{mm}^2$ 。

下部纵向受力钢筋应为受弯和受扭两部分钢筋叠加。即

$$A_s + \frac{1}{4}A_{st1} = 1091 + \frac{1}{4} \times 619 = 1246\text{mm}^2$$

选用 4Φ20, $A_s = 1256\text{mm}^2 > 1246\text{mm}^2$ 。

受扭纵筋的配筋率为

$$\rho_u = \frac{A_{st1}}{bh} = \frac{226 \times 3 + 155}{250 \times 600} = 0.00555$$

$$\rho_{d, \min} = 0.6\sqrt{\frac{T}{Vb}} \frac{f_t}{f_y} = 0.6 \times \sqrt{\frac{23 \times 10^6}{100 \times 10^3 \times 250}} \times \frac{1.78}{300} = 0.0027$$

满足要求。

弯曲受拉一侧配筋量验算。

$$\frac{45f_t}{f_y} = \frac{45 \times 1.43}{300} = 0.2145 > 0.2, \text{取 } \rho_{\min} = 0.2145\%$$

$$A_{s, \min} = \rho_{\min} bh = 0.2145\% \times 250 \times 600 = 321.75\text{mm}^2$$

$$A_{st, \min} = \rho_{d, \min} bh = 0.27\% \times 250 \times 600 = 405\text{mm}^2$$

总配筋面积为

$$A_s = 1256\text{mm}^2 > 321.75 + 405 = 726.75\text{mm}^2$$

满足要求。梁配筋如图 6-6 所示。

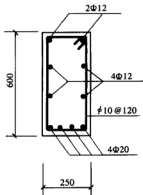


图 6-6 梁配筋图

本章小结

- (1) 受扭构件一般是同时承受弯矩和剪力作用的弯、剪、扭构件。
- (2) 按受扭钢筋配置的多少可将受扭构件分为少筋构件、适筋构件、超筋构件。
- (3) 由于扭矩的存在, 使构件受弯承载力和受剪承载力降低。
- (4) 弯剪扭构件的计算步骤是: 验算构件截面尺寸; 确定计算方法 (根据扭矩、剪力的大小确定是否可以忽略扭矩或剪力); 计算抗弯纵筋; 计算抗扭、抗剪箍筋; 计算抗扭纵筋;

叠加相应的钢筋用量，并注意满足各项构造要求。

思考题

1. 举例说明受扭构件在建筑工程中的应用。
2. 什么叫做构件承受各种内力的能力之间的相关性？
3. 受扭构件的主要计算步骤有哪些？

习 题

1. 钢筋混凝土矩形截面梁，承受均布荷载作用，其截面尺寸为 $b \times h = 200\text{mm} \times 450\text{mm}$ ，承受弯矩设计值 $M = 93\text{kN}\cdot\text{m}$ ，剪力设计值 $V = 48\text{kN}$ ，扭矩设计值 $T = 9\text{kN}\cdot\text{m}$ 。混凝土强度等级为 C25，纵向受力钢筋采用 HRB335 级钢筋，箍筋采用 HPB235 级钢筋，试确定该梁的配筋。

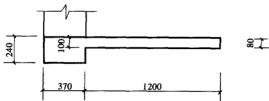


图 6-7 钢筋混凝土雨蓬

2. 如图 6-7 所示的钢筋混凝土雨蓬，雨蓬板承受均布荷载（包括自重）设计值 $q = 3.66\text{kN}/\text{m}^2$ ，在雨蓬板端部

沿板宽方向每米承受活荷载设计值 $p = 1.4\text{kN}/\text{m}$ ，门洞宽度为 3m。采用 C25 混凝土，受力纵筋为 HRB335 级钢筋，箍筋采用 HPB235 级钢筋。雨蓬梁承受弯矩设计值 $M = 24\text{kN}\cdot\text{m}$ ，剪力设计值 $V = 27\text{kN}$ ，试设计该雨蓬梁。

第七章

钢筋混凝土构件裂缝和变形验算

本章提要

钢筋混凝土构件除应按承载力状态进行计算,以保证结构的安全性外,尚应按正常使用极限状态验算其变形和裂缝宽度,以保证结构和构件的正常使用和耐久性要求。本章主要介绍钢筋混凝土构件的变形和裂缝宽度计算的基本原理和方法。

第一节 裂缝宽度验算

一、受弯构件裂缝宽度的计算

(一) 裂缝的发生及其分布

在钢筋混凝土受弯构件的纯弯区段内,在裂缝出现前,混凝土纵向纤维的拉应变和钢筋的拉应变大致是均匀分布的。随荷载增加,受拉区边缘混凝土的变形将达到极限拉应变 ϵ_{cr} ,并产生第一批裂缝。

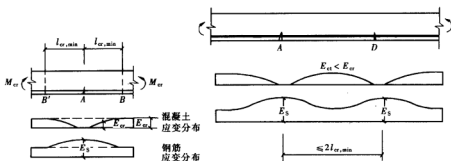


图 7-1 梁中裂缝的发展

如图 7-1 所示,在裂缝截面 A 处原来处于拉伸状态的混凝土将向两侧自由回缩,应变突然减小为零,而裂缝附近的混凝土,由于和钢筋之间有粘结作用,其回缩将受到钢筋的约束,只能产生部分回缩,其拉应变将减小为 ϵ_{cr} 。距裂缝越远的截面回缩量越小,在离开裂缝截面 A 某一距离 $l_{cr,min}$ 的截面 B 处,混凝土不再回缩,其拉应变将保持为截面 A 开裂前的大小 ϵ_{cr} 。因此,从截面 A 到截面 B,混凝土受拉边缘的拉应变是逐渐增大的。另一方面,裂缝截面处拉力全部由钢筋承担,其拉应变将增大。随着离开裂缝截面距离的增大,钢筋的拉

应变将过渡到开裂前的大小。在荷载不增加的情况下,在开裂截面 A 附近 $l_{cr, \min}$ 范围内,由于混凝土的拉应变小于极限拉应变 ϵ_{cr} , 不会再产生新的裂缝。如果在距开裂截面 A 为 l 处的 D 截面有另一条裂缝,当 $l < 2l_{cr, \min}$ 时, A 、 D 两截面之间将不会再出现新的裂缝。

(二) 裂缝平均间距

试验表明,产生裂缝截面的位置及裂缝间距的大小都是随机的,但对于配置一定数量钢筋的受弯构件,当荷载增加到一定程度后,其平均裂缝间距主要与以下几个方面的因素有关。

(1) 混凝土受拉区面积的相对大小。受拉混凝土面积越大,则混凝土开裂后回缩力就越大,于是就需要一个较长的距离以积累更大的粘结力来阻止混凝土的回缩。因此,裂缝距也就越大。

(2) 混凝土保护层厚度的大小。试验分析表明,混凝土与钢筋之间的粘结对开裂后混凝土回缩的约束作用,随混凝土质点离开钢筋表面距离的增大而减小。因此,随混凝土保护层厚度的增大,外表混凝土所受约束作用就越小,也就需要较长的距离以积累更大的粘结力来阻止混凝土的回缩,因此裂缝间距也较大。

(3) 钢筋与混凝土之间的粘结作用。钢筋与混凝土之间的粘结作用大,就能在比较短的距离内约束混凝土的回缩,裂缝间距就小。钢筋与混凝土之间粘结作用的大小,与钢筋表面特征和钢筋单位长度表面积大小有关。

根据对试验资料的分析,《混凝土规范》给出了平均裂缝间距的计算公式

$$l_{cr} = 1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \quad (7-1)$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}} \quad (7-2)$$

$$d_{eq} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i d_{ii}} \quad (7-3)$$

$$A_{te} = 0.5bh + (b_f - b)h_f (\text{对受弯构件}) \quad (7-4)$$

式中 c ——最外层纵向受拉钢筋外边缘至受拉区底边的距离,当 $c < 20\text{mm}$ 时,取 $c = 20\text{mm}$,
当 $c > 65\text{mm}$ 时,取 $c = 65\text{mm}$, mm ;

ρ_{te} ——按有效受拉混凝土截面面积(受拉区高度近似取为 $\frac{h}{2}$)计算的纵向受拉钢筋配筋率,在最大裂缝宽度计算中,当 $\rho_{te} < 0.01$ 时,取 $\rho_{te} = 0.01$;

A_s ——受拉区纵向钢筋截面面积, mm^2 ;

A_{te} ——有效受拉混凝土截面面积, mm^2 ;

d_{eq} ——受拉区纵向钢筋的等效直径, mm ;

d_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的公称直径, mm ;

n_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的根数;

ν_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的相对粘结特性系数,按表 7-1 取用。

表 7-1

钢筋的相对粘结特性系数

类别	非预应力钢筋		先张法预应力钢筋			后张法预应力钢筋		
	光面 钢筋	带肋 钢筋	带肋 钢筋	螺旋肋 钢丝	刻痕钢丝、 钢绞线	带肋 钢筋	钢绞 线	光面 钢丝
ν_i	0.7	1.0	1.0	0.8	0.6	0.8	0.5	0.4

注 对环氧树脂涂层带肋钢筋,其相对粘结特性系数应按表中系数的 0.8 倍取用。

(三) 平均裂缝宽度

裂缝的开展是由于混凝土回缩造成的,平均裂缝宽度就是在平均裂缝间距内钢筋的伸长量与相同水平处受拉混凝土的伸长量之差。如图 7-2 所示。

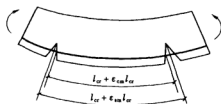


图 7-2 裂缝处混凝土与钢筋的伸长量

$$\omega_{cr} = \epsilon_{sm} l_{cr} - \epsilon_{cm} l_{cr} = \epsilon_{sm} l_{cr} \left(1 - \frac{\epsilon_{cm}}{\epsilon_{sm}} \right) \quad (7-5)$$

式中 ϵ_{sm} ——纵向受拉钢筋的平均拉应变;

ϵ_{cm} ——与纵向受拉钢筋相同水平处表面混凝土的平均拉应变。

《混凝土规范》根据试验统计资料,取

$$\left(1 - \frac{\epsilon_{cm}}{\epsilon_{sm}} \right) = 0.85。$$

由图 7-3 可见,裂缝截面处受拉钢筋应变(或应力)最大,由于受拉区混凝土参加工作,裂缝间受拉钢筋应变(或应力)将减小。因此,受拉钢筋的平均应变可由裂缝截面处钢筋应变乘以裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数 ψ 求得, ψ 也可称为考虑裂缝间受拉混凝土工作影响系数。由此可得

$$\epsilon_{sm} = \psi \epsilon_s = \psi \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (7-6)$$

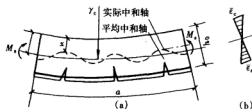


图 7-3 梁出现裂缝后的变形及平均应变

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65 f_k}{\rho_{te} \sigma_{sk}} \quad (7-7)$$

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k}{\eta h_0 A_s} \quad (7-8)$$

式中 ψ ——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数;

σ_{sk} ——按荷载效应的标准组合计算的钢筋混凝土构件纵向受拉钢筋的应力, N/mm^2 ;

M_k ——按荷载效应的标准组合计算的弯矩值, $kN \cdot m$;

η ——裂缝截面处的内力臂系数。

试验表明,在使用荷载范围内,量测的平均受压区高度 x_m 变化不大,亦即平均受压区高度系数 ξ_m 变化不大。因此,内力臂系数 η 的变化将更小,可近似取为常数。根据试验资料和理论分析结果,可近似地取 $\eta = 0.87$ 。则受弯构件平均裂缝宽度可表示为

$$\omega_{cr} = 0.85\psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} l_{cr} \quad (7-9)$$

(四) 最大裂缝宽度

短期荷载作用下的最大裂缝宽度 $\omega_{s,max}$ 可根据平均裂缝宽度乘以扩大系数 τ_s 来确定。试验表明,裂缝间距和裂缝宽度都是随机的,并有很大的离散性。若按 95% 保证率考虑,可以取 $\tau_s = 1.66$ 。则

$$\omega_{s,max} = 1.66 \times 0.85\psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} l_{cr} = 1.41\psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} l_{cr} \quad (7-10)$$

在长期荷载作用下,由于受拉区混凝土的应力松弛和滑移徐变,裂缝间受拉钢筋的平均拉应变将不断增大,从而导致裂缝宽度不断地增大。根据试验结果,可取长期荷载影响系数 $\tau_l = 1.5$, 即

$$\omega_{max} = 1.5 \times 1.41\psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} l_{cr} = 2.1\psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} l_{cr} \quad (7-11)$$

亦即

$$\omega_{max} = 2.1\psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left(1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) \quad (7-12)$$

二、轴心受拉构件裂缝宽度的计算

轴心受拉构件裂缝宽度的计算方法与受弯构件基本相同。轴心受拉构件的平均裂缝间距比受弯构件要大些,可按下列式计算

$$l_{cr} = 1.1 \left(1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) \quad (7-13)$$

对轴心受拉构件,取 $\rho_{te} = \frac{A_s}{A}$ (A 为受拉构件截面面积)。

根据试验结果,轴心受拉构件在荷载短期效应组合作用下,若按 95% 保证率考虑,最大裂缝宽度可取扩大系数为 $\tau_s = 1.9$, 即

$$\omega_{s,max} = 1.9 \times 0.85\psi \frac{N_k}{A_s E_s} \times 1.1 \left(1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) = 1.78\psi \frac{N_k}{A_s E_s} \left(1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) \quad (7-14)$$

最后,考虑长期荷载作用的影响,仍取增大系数 $\tau_l = 1.5$, 于是得轴心受拉构件最大裂缝宽度计算公式为

$$\begin{aligned} \omega_{max} &= 1.5 \times 1.78\psi \frac{N_k}{A_s E_s} \left(1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) \\ &= 2.7\psi \frac{N_k}{A_s E_s} \left(1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) \end{aligned} \quad (7-15)$$

式中 N_k ——按荷载效应的标准组合计算的拉力值, kN。

【例 7-1】钢筋混凝土矩形截面简支梁，截面尺寸为 $b \times h = 200\text{mm} \times 450\text{mm}$ ，混凝土强度等级为 C25，纵向钢筋采用 HRB335 级钢筋 3 Φ 16，混凝土保护层厚度 $c = 25\text{mm}$ ，按荷载效应的标准组合计算的跨中弯矩值 $M_k = 55\text{kN}\cdot\text{m}$ ，最大裂缝宽度限值 $w_{\text{lim}} = 0.3\text{mm}$ ，试验算其最大裂缝宽度是否符合要求。

解 $f_{tk} = 1.78\text{N/mm}^2$ $E_s = 200 \times 10^3\text{N/mm}^2$ $A_s = 603\text{mm}^2$

$$h_0 = 450 - \left(25 + \frac{16}{2}\right) = 417\text{mm}$$

$$A_{te} = 0.5bh = 0.5 \times 200 \times 450 = 45000\text{mm}^2$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}} = \frac{603}{45000} = 0.0134 > 0.01$$

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k}{0.87h_0A_s} = \frac{55 \times 10^6}{0.87 \times 417 \times 603} = 251.4\text{N/mm}^2$$

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65f_{tk}}{\rho_{te}\sigma_{sk}} = 1.1 - \frac{0.65 \times 1.78}{0.0134 \times 251.4} = 0.757$$

$$\begin{aligned} w_{\max} &= 2.1\psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left(1.9c + 0.08 \frac{d_{\max}}{\rho_{te}}\right) \\ &= 2.1 \times 0.757 \times \frac{251.4}{200 \times 10^3} \times \left(1.9 \times 25 + 0.08 \times \frac{16}{0.0134}\right) \\ &= 0.286\text{mm} < 0.3\text{mm} \end{aligned}$$

满足要求。

第二节 受弯构件变形验算

一、试验研究分析

根据材料力学变形计算公式，钢筋混凝土受弯构件的挠度 f 可按下式计算

$$f = \beta_f \frac{M_k l_0^2}{B} \quad (7-16)$$

式中 β_f ——挠度系数，与荷载种类和支承条件有关，如承受匀布荷载的单跨简支梁在计算跨中挠度时，取 $\beta_f = 5/48$ ；

M_k ——按荷载效应标准组合计算的弯矩， $\text{kN}\cdot\text{m}$ ；

B ——受弯构件的刚度， $\text{N}\cdot\text{mm}^2$ ；

l ——计算跨度， mm 。

从公式 (7-16) 可知，挠度与刚度成反比，因此，挠度的计算实质上就是构件刚度 B 的计算。对于弹性材料的受弯构件， $B = EI_0$ ；对于钢筋混凝土受弯构件，在使用阶段是带裂缝工作的，其刚度沿构件纵轴的分布是不均匀的，在裂缝处截面刚度较小，未开裂处截面刚度较大。各截面刚度的不同变化给挠度计算带来了复杂性，但由于构件的挠度是反映沿构件跨度方向变形的一个综合效应，因此，可以通过沿构件轴长的平均曲率和平均刚度来表示构件的曲率和截面刚度。

试验结果表明，在使用荷载作用下，钢筋混凝土受弯构件截面应变分布有如下特点：

- (1) 受拉钢筋和受压混凝土的应变沿梁长的分布是不均匀的。
- (2) 各截面混凝土受压区高度是变化的, 截面中性轴位置呈波浪形分布。
- (3) 平均应变沿截面高度基本是呈直线分布, 即符合平截面假定。

如图 7-3 所示, 我们通过平均应变把上下波动的中性轴折算成“平均中性轴”, 折算后的截面称为“平均截面”, 相应的受压区高度称为“平均受压区高度 x_m ”, 相应的应变称为平均截面的钢筋平均拉应变 ϵ_{sm} 和混凝土平均压应变 ϵ_{cm} 。

二、在荷载标准组合作用下短期刚度的计算

如上所述, 平均截面上的平均应变符合平截面假定, 则平均曲率可表示为

$$\frac{1}{r_m} = \frac{M_k}{B_s} = \frac{\epsilon_{sm} + \epsilon_{cm}}{h_0} \quad (7-17)$$

式中 B_s ——荷载效应的标准组合作用下受弯构件的短期刚度, $N \cdot mm^2$ 。

如前所述, 受拉钢筋的平均应变可按公式 (7-6) 计算, 即

$$\epsilon_{sm} = \frac{\psi M_k}{0.87 h_0 A_s E_s} \quad (7-18)$$

受压区边缘混凝土的平均应变可按下述方法计算: 裂缝截面处的计算应力图形如图 7-4 所示。为计算方便, 用矩形应力图形代替曲线图形。设裂缝截面受压区边缘处混凝土的压应力为 σ_c , 整个受压区的平均压应力为 $\omega \sigma_c$, 受压区高度 $x = \xi h_0$ 。则裂缝截面混凝土压力的合力可表示为

$$C = \omega \sigma_c [\xi b h_0 + (b'_f - b) h'_f] = \omega \sigma_c \left[\xi + \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_0} \right] b h_0 \quad (7-19)$$

$$\text{令} \quad \gamma'_f = \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_0} \quad (7-20)$$

$$\text{则} \quad C = \omega \sigma_c (\xi + \gamma'_f) b h_0 \quad (7-21)$$

在上式中, 当 $b'_f > 0.2 h_0$ 时, 取 $b'_f = 0.2 h_0$ 。当截面为矩形时, $\gamma'_f = 0$ 。

此时

$$C = \omega \sigma_c \xi b h_0 \quad (7-22)$$

根据静力平衡条件, 在使用荷载作用下

$$\Sigma M = 0, M_k = C \cdot \eta h_0 \quad (7-23)$$

则

$$C = \frac{M_k}{\eta h_0} \quad (7-24)$$

将上式代入公式 (7-21) 得

$$\sigma = \frac{M_k}{\omega (\xi + \gamma'_f) \eta b h_0^2} \quad (7-25)$$

两边除以混凝土的变形模量 $E_c = \nu E_c$ 得

$$\epsilon_c = \frac{M_k}{\omega (\xi + \gamma'_f) \nu E_c \eta b h_0^2} \quad (7-26)$$

再引入受压区混凝土应变不均匀系数得

$$\epsilon_{cm} = \frac{\psi_c M_k}{\omega(\xi + \gamma'_f) \nu E_c \eta b h_0^2} \quad (7-27)$$

令

$$\zeta = \frac{\omega(\xi + \gamma'_f) \nu \eta}{\psi_c} \quad (7-28)$$

则

$$\epsilon_{cm} = \frac{M_k}{\zeta b h_0^2 E_c} \quad (7-29)$$

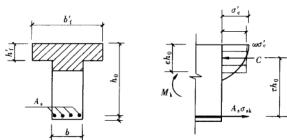


图 7-4 T 形截面受压边缘混凝土平均应变的计算

并令 $\alpha_E = \frac{E_s}{E_c}$, 得

$$B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{1.15\psi + \frac{\alpha_E \rho}{\zeta}} \quad (7-32)$$

根据试验资料统计分析, 可取

$$\frac{\alpha_E \rho}{\zeta} = 0.2 + \frac{6\alpha_E}{1 + 3.5\gamma'_f} \quad (7-33)$$

将上式代入公式 (7-32) 得

$$B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{1.15\psi + 0.2 + \frac{6\alpha_E}{1 + 3.5\gamma'_f}} \quad (7-34)$$

式中 ζ ——确定受压边缘混凝土平均应变时截面的弹塑性抵抗矩, $\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

三、长期刚度计算

在长期荷载作用下, 由于混凝土的收缩、受压区混凝土的徐变、受拉区混凝土的应力松弛及受拉混凝土与受拉钢筋间的粘结滑移徐变等因素, 将使构件的变形随时间的增长而增大, 亦即截面抗弯刚度随时间增长而降低, 如图 7-5 所示。

为确定长期刚度, 可将荷载的标准组合作用下构件产生的弯矩分为两部分:

(1) 长期荷载作用下产生的弯矩。即在荷载效应的准永久组合作用下产生的弯矩 M_q 。

(2) 短期荷载作用下产生的弯矩。即在荷载效应的标准组合作用下产生的弯矩 M_k 减去在荷载效应的准永久组合作用下产生的弯矩 M_q , 即 $(M_k - M_q)$ 。

在 M_q 作用下, 构件先产生一个短期曲率, 即

$$\frac{1}{r_{cl}} = \frac{M_q}{B_s}$$

然后, 在 M_q 的持续作用下, 设曲率增大到原来的 θ 倍, 也就是

$$\theta \frac{1}{r_{cl}} = \frac{\theta M_q}{B_s}$$

在短期弯矩 ($M_k - M_q$) 作用下, 构件产生的曲率为

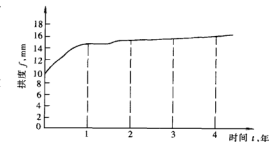


图 7-5 长期荷载作用下梁挠度的增长

$$\frac{1}{r_{c2}} = \frac{M_k - M_q}{B_s}$$

构件在全部荷载作用下, 产生的总曲率为

$$\frac{1}{r_c} = \theta \frac{1}{r_{cl}} + \frac{1}{r_{c2}}$$

则

$$\frac{1}{r_c} = \frac{M_k}{B} = \theta \frac{1}{r_{cl}} + \frac{1}{r_{c2}} = \frac{\theta M_q}{B_s} + \frac{M_k - M_q}{B_s}$$

整理得

$$B = \frac{M_k}{M_q(\theta - 1) + M_k} B_s \quad (7-35)$$

式中 θ ——考虑和在长期作用对挠度增大的影响系数, 当 $\rho' = 0$ 时, 取 $\theta = 2.0$, 当 $\rho' = \rho$

时, 取 $\theta = 1.6$, 当 ρ' 为中间数值时, θ 按线性内插法取用, 即 $\theta = 2 - 0.4 \frac{\rho'}{\rho}$ 。

四、钢筋混凝土梁挠度的计算

在钢筋混凝土构件中, 由于裂缝的出现, 使构件沿轴长方向的刚度分布发生变化, 而弯矩大小分布的变化又导致各个裂缝截面的刚度也各不相同。弯矩大的截面刚度小, 而弯矩小的截面刚度相对较大。为简化计算, 《混凝土规范》规定在等截面构件中, 在挠度计算时可假定各同号区段内的刚度相等, 并取用该区段内最大弯矩处的刚度——最小刚度来计算构件的挠度, 这一计算原则常称为最小刚度原则。

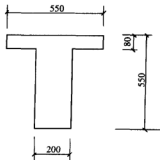


图 7-6 梁尺寸

受弯构件截面刚度确定以后, 构件的挠度就可以按材料力学中的公式进行计算了。

【例 7-2】如图 7-6 所示的钢筋混凝土 T 形截面简支梁, 混凝土强度等级为 C25, 纵向钢筋采用 HRB335 级钢筋 3Φ20, 混凝土保护层厚度 $c = 30\text{mm}$, 承受永久荷载 $g_k = 12\text{kN/m}$, 可变荷载 $q_k = 15\text{kN/m}$, 可变荷载准永久值系数 $\psi_q = 0.5$ 。梁的计算跨度 $l_0 = 6\text{m}$, 允许挠度为 $1/250$, 试验算其挠度是否符合要求。

解 (1) 荷载效应计算。

永久荷载作用下 $M_{pk} = \frac{1}{8} g_k l_0^2 = \frac{1}{8} \times 12 \times 6^2 = 54 \text{ kN} \cdot \text{m}$

可变荷载作用下 $M_{qk} = \frac{1}{8} q_k l_0^2 = \frac{1}{8} \times 15 \times 6^2 = 67.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$

荷载效应标准组合作用下的弯矩

$$M_k = M_{pk} + M_{qk} = 54 + 67.5 = 121.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

荷载效应准永久组合作用下的弯矩

$$M_q = M_{pk} + \psi_q M_{qk} = 54 + 0.5 \times 67.5 = 87.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 短期刚度计算。

$$f_{tk} = 1.78 \text{ N/mm}^2, E_s = 200 \times 10^3 \text{ N/mm}^2, A_s = 941 \text{ mm}^2。$$

$$h_0 = 550 - \left(30 + \frac{20}{2} \right) = 510 \text{ mm}$$

$$A_{te} = 0.5bh = 0.5 \times 200 \times 550 = 55000 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}} = \frac{941}{55000} = 0.0171 > 0.01$$

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k}{0.87 h_0 A_s} = \frac{121.5 \times 10^6}{0.87 \times 510 \times 941} = 291 \text{ N/mm}^2$$

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65 f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}} = 1.1 - \frac{0.65 \times 1.78}{0.0171 \times 291} = 0.868 < 1$$

$$\gamma'_f = \frac{(b'_f - b) h'_f}{bh_0} = \frac{(550 - 200) \times 80}{200 \times 510} = 0.275$$

$$\rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{941}{200 \times 550} = 0.00923$$

$$B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{1.15\psi + 0.2 + \frac{6\alpha_E}{1 + 3.5\gamma'_f}} = \frac{200 \times 10^3 \times 941 \times 510^2}{1.15 \times 0.868 + 0.2 + \frac{6 \times 7.14}{1 + 3.5 \times 0.275}}$$

$$= 34.98 \times 10^{12} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

(3) 长期刚度计算。

因 $\rho' = 0$, 取 $\theta = 2$, 则

$$B = \frac{M_k}{M_q(\theta - 1) + M_k} B_s = \frac{121.5}{87.75 \times (2 - 1) + 121.5} \times 34.98 \times 10^{12}$$

$$= 20.31 \times 10^{12} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

(4) 挠度验算。

$$f = \frac{5}{384} \frac{(g_k + q_k) l_0^4}{B} = \frac{5 \times (12 + 15) \times 6^4}{384 \times 20.31 \times 10^{12}}$$

$$= 22.4 \text{ mm} < \frac{l}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

满足要求。

本章小结

(1) 计算钢筋混凝土梁变形时所采用的构件刚度，应考虑荷载长期作用的影响，即应采用长期刚度。构件刚度确定后，可按力学的方法计算构件的变形。

(2) 最小刚度原则：在等截面构件中，可假定各同号弯矩区段内的刚度相等，并取该区段内最大弯矩处的刚度。

(3) 在正常使用极限状态验算时，所有材料强度均取为材料强度的标准值，所有荷载均取为荷载标准值，并分别按荷载效应的标准组合、准永久组合或准永久组合并考虑荷载长期作用影响等。

(4) 按正常使用极限状态验算时应满足下列要求

$$f_{\max} \leq [f]$$

$$w_{\max} \leq [w]$$

思考题

1. 什么叫做最小刚度原则？
2. 为什么钢筋混凝土受弯构件在变形计算时不能用 EI 作为构件的刚度？
3. 影响裂缝宽度的主要因素有哪些？

习 题

1. 截面尺寸为 $b \times h = 200 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$ 的钢筋混凝土矩形截面简支梁，采用 C30 混凝土，纵向受力钢筋采用 HRB335 级钢筋 $4\Phi 16$ ，混凝土保护层厚度 $c = 30 \text{ mm}$ ，按荷载效应的标准组合计算的跨中弯矩 $M_k = 85 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ，最大裂缝宽度限值 $w_{\lim} = 0.3 \text{ mm}$ ，试验算其最大裂缝宽度是否符合要求。

2. 如图 7-7 所示的钢筋混凝土空心板，混凝土强度等级为 C30，纵向钢筋采用 HPB235

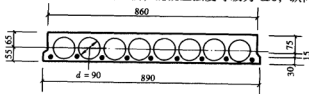


图 7-7 钢筋混凝土空心板

级钢筋 9Φ6, 混凝土保护层厚度 $c = 10\text{mm}$, 承受永久荷载 $g_k = 2\text{kN/m}$, 可变荷载 $q_k = 2.2\text{kN/m}$, 可变荷载准永久值系数 $\psi_q = 0.5$ 。板的计算跨度 $l_0 = 3.1\text{m}$, 允许挠度为 $l/200$ 。试验算其挠度是否符合要求 (计算时先将圆孔折算成等效矩形孔, 折算时应满足以下三个条件: ①矩形孔的形心与圆形孔的形心重合; ②矩形孔的面积与圆形孔的面积相等, 即 $b_1 \times h_1 = \frac{\pi}{4} d^2$; ③矩形孔的惯性矩与圆形孔的惯性矩相等, 即 $\frac{b_1 \times h_1^3}{12} = \frac{\pi d^4}{64}$)。

第八章

预应力混凝土构件的计算

本章提要

不施加预应力的钢筋混凝土称为普通钢筋混凝土,也称为钢筋混凝土。施加了预应力的混凝土构件称为预应力混凝土构件。本章主要讲述预应力混凝土的基本理论和设计方法。

第一节 预应力混凝土的基本原理

由于混凝土在出现裂缝时的极限拉应变值很小,仅为 $0.1 \times 10^{-3} \sim 0.15 \times 10^{-3}$,所以在荷载作用下,通常是带裂缝工作的。对使用上不允许开裂的构件,受拉钢筋的应力仅达到 $20 \sim 30 \text{ N/mm}^2$;对于使用时允许开裂的构件,当裂缝最大容许宽度为 $0.2 \sim 0.3 \text{ mm}$ 时,钢筋的应力也不过达到 $150 \sim 250 \text{ N/mm}^2$ 。所以,在普通钢筋混凝土中采用高强度钢筋是不能充分发挥其作用的,而提高混凝土强度等级对提高构件的抗裂性和控制裂缝宽度的作用也不大。

为推迟混凝土裂缝的出现和开展、充分发挥高强度钢筋的作用,可以在构件受荷载作用以前,预先对受拉区的混凝土施加压力,使它产生预压应力来减小或抵消荷载所引起的混凝土拉应力。这种在构件受荷载以前预先对受拉区混凝土施加压应力的构件,就称为预应力混凝土构件。

现以如图 8-1 所示预应力混凝土简支梁为例,进一步说明预应力混凝土的基本原理。

图 8-1 (a): 在构件承受荷载以前,预先在梁的受拉区施加偏心压力 N , 使梁的下边缘混凝土产生预压应力 σ_c , 梁的上边缘产生预拉应力 σ_a ;

图 8-1 (b): 在荷载 q 作用下,梁跨中截面下边缘产生拉应力 σ_{ct} , 梁的上边缘产生压应力 σ_c ;

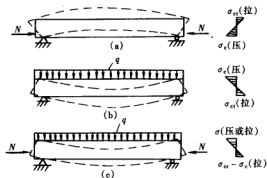


图 8-1 预应力混凝土简支梁

(a) 预压力作用下; (b) 外荷载作用下;

(c) 预压力与外荷载共同作用下

图 8-1 (c): 在预压力 N 和荷载 q 共同作用下, 梁的应力分布为以上两种情况的叠加, 梁的下边缘拉应力大大减小, 若小于混凝土的抗拉强度, 则梁不会开裂; 若超过混凝土的抗拉强度, 构件开裂, 但裂缝宽度较普通混凝土构件小得多。由此可见, 预应力混凝土构件可延缓混凝土构件的开裂, 提高构件的抗裂度和刚度, 从而可能减小构件截面尺寸, 采用高强度材料提高构件的耐久性。

第二节 预加应力的方法

根据张拉钢筋与浇筑混凝土的先后次序, 可分为先张法和后张法。

一、先张法

先张法是指首先在台座上或钢模内张拉钢筋, 然后浇筑混凝土的一种预应力混凝土构件施工方法, 其设备及工序见图 8-2。先将预应力钢筋一端临时锚固在台座上, 再将另一端通过张拉夹具和测力器与张拉机械相连进行张拉, 当张拉机将预应力筋张拉到规定的应力(控制应力)后, 固定钢筋, 浇筑构件混凝土, 待混凝土达到强度设计值的 75% 以上时, 即可切断或放松预应力筋, 预应力钢筋回缩挤压混凝土, 使构件产生预压应力。可见, 先张法预应力混凝土构件中, 预应力是靠钢筋与混凝土之间的粘结力来传递的。

二、后张法

后张法是指先浇筑混凝土构件, 待混凝土结硬后, 再直接在构件上张拉预应力筋的一种施工方法, 其工序见图 8-3。在制作构件时, 预先在构件中留出穿预应力筋的孔道, 当构

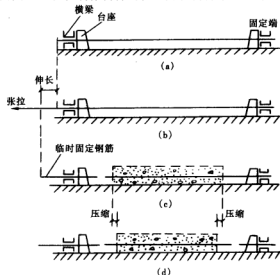


图 8-2 先张法主要工序示意图

(a) 钢筋就位; (b) 张拉钢筋; (c) 临时固定钢筋,
浇灌混凝土并养护; (d) 放松钢筋, 钢筋回缩, 混凝土受预压

件混凝土达到强度设计值的 75% 以上后,即可通过孔道穿预应力筋,并用锚具将预应力钢筋锚固于混凝土构件上,同时用张拉机具张拉预应力筋,使构件混凝土获得预压应力,最后,在预留孔道内灌浆,使预应力钢筋与混凝土形成整体。也可不灌浆,完全通过锚具传递预压力,形成无粘结的预应力构件。可见,后张法预应力混凝土构件中,预应力是靠钢筋端部的锚具来传递的。

由以上比较可知,先张法和后张法有以下特点:

先张法:生产工序少、工艺简单、施工质量较易保证,构件上不需设永久性锚具,适合于生产中、小型预应力构件。

后张法:不需要台座,应用比较灵活,但锚具用量较多,且不能重复使用,生产成本较高,适合于运输不方便的大型预应力混凝土构件。

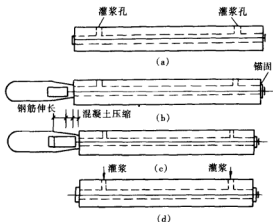


图 8-3 后张法主要工序示意图

- (a) 制作构件,预留孔道,穿入预应力钢筋;
(b) 安装千斤顶;(c) 张拉钢筋;(d) 锚固钢筋,拆除千斤顶,孔道压力灌浆

第三节 预应力混凝土的材料、机具

一、混凝土

预应力混凝土构件应采用强度高的混凝土,因为只有混凝土的抗压强度较高,通过预压才有可能使构件获得较高的抗裂性能;混凝土还应具有较高的弹性模量、较小的徐变和收缩变形,以减少因收缩、徐变引起的预应力损失;从施工工艺上还要求混凝土快硬、早强,以利加快施工进度。

《混凝土规范》规定,预应力混凝土结构的混凝土强度等级不应低于 C30;当采用钢绞线、钢丝、热处理钢筋作预应力钢筋时,混凝土强度等级不宜低于 C40。

二、预应力钢筋

预应力钢筋首先应具有很高的强度,才能在钢筋中建立起较高的张拉应力,而混凝土预压应力的多少,取决于预应力钢筋张拉应力的多少;其次,预应力钢筋必须具有一定的塑性,即要求预应力钢筋在拉断前,具有一定的伸长率,以保证在低温或冲击荷载下能可靠工作;此外,施工工艺要求预应力钢筋还应具有良好的可焊性和墩头等加工性能。对于先张法构件中的预应力钢筋,还要求与混凝土之间能较好地粘结。

目前我国常用的预应力钢筋有钢绞线、钢丝和热处理钢筋。

三、夹具和锚具

夹具和锚具是在制作预应力构件时锚固预应力钢筋的工具。当预应力构件制成后能够取下重复使用时称为夹具；留在构件上不再取下的称为锚具。

锚具应保证受力可靠，使锚固的预应力钢筋不会产生滑移，保证预应力的可靠传递，以尽可能减少预应力损失；此外，锚具还应做到构造简单，便于机械加工、使用方便、用料省、价格低。

工程中常用的锚具有：①螺丝端杆锚具（见图 8-4），其优点是操作比较简单，缺点是对预应力钢筋长度的精确度要求高；②锥形锚具（见图 8-5），其缺点是滑移大，且不易保证每根钢筋或钢丝中的应力均匀；③墩头锚具（见图 8-6），其优点是锚固性能可靠，锚固力大，张拉操作方便，但要求钢筋或钢丝束的长度有较高的精度；④夹具式锚具，主要有 JM12 型（见图 8-7）、OVM 型（见图 8-8）、QM 型及 XM 型等。

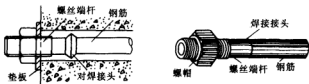


图 8-4 螺丝端杆锚具

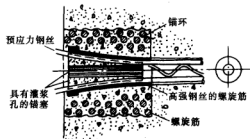


图 8-5 锥形锚具

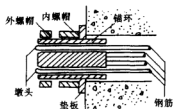


图 8-6 墩头锚具

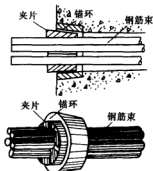


图 8-7 JM12 锚具



图 8-8 OVM 型锚具

第四节 张拉控制应力

张拉控制应力是指预应力钢筋在进行张拉时,张拉设备(千斤顶和油泵)上的压力表所指示的总张拉力除以预应力钢筋截面面积而得的应力值,以“ σ_{con} ”表示。

为发挥预应力的优点,张拉控制应力取值可取得高些,以利提高构件的抗裂性能和减小挠度。但是,张拉控制应力取值并非取得越高越好,因为:

(1) 张拉控制应力取值过高,会使构件开裂时的弯矩与极限弯矩越接近,这表明构件一旦开裂很快就临近破坏,构件在破坏前没有明显的预兆,表现为脆性破坏,结构设计中应予以避免。

(2) 由于钢筋强度的离散性,如果张拉控制应力过高,则可能使个别钢筋达到甚至超过该钢筋的屈服强度,使钢筋产生较大塑性变形或脆断。

张拉控制应力值的大小与施加预应力的方法有关。先张法构件是在浇灌混凝土之前在台座上张拉钢筋,所以预应力钢筋所得到的拉应力就是张拉控制应力。后张法构件是在混凝土构件上张拉钢筋,张拉后的构件受压缩短,千斤顶所指示的张拉控制应力是已扣除混凝土弹性压缩后的钢筋应力。所以,后张法构件的张拉控制应力值应适当低于先张法构件。

张拉控制应力值与预应力钢筋的钢种有关。

《混凝土规范》规定,在一般情况下,预应力钢筋的张拉控制应力值 σ_{con} 不宜超过表 8-1 规定的张拉控制应力值。

表 8-1

张拉控制应力限值

钢筋种类	张拉方法	
	先张法	后张法
预应力钢丝、钢绞线	$0.75f_{pk}$	$0.75f_{pk}$
热处理钢筋	$0.70f_{pk}$	$0.65f_{pk}$

注 1. 表中“ f_{pk} ”为预应力钢筋的强度标准值。

2. 预应力钢丝、钢绞线、热处理钢筋的张拉控制应力值不应小于 $0.4f_{pk}$ 。

当符合下列情况之一时,表 8-1 中的张拉控制应力限值可提高 $0.05f_{pk}$:

- (1) 要求提高构件在施工阶段的抗裂性能而在使用阶段受压区设置的预应力钢筋。
- (2) 要求部分抵消由于应力松弛、摩擦、钢筋分批张拉以及预应力钢筋与张拉台座之间的温差等因素产生的预应力损失。

第五节 预应力损失及其组合

一、预应力损失

由于张拉工艺和材料性能等原因,预应力混凝土构件在施工及使用过程中,预应力钢筋

的张拉控制应力值在不断降低,混凝土的预压应力也逐渐下降,即发生了“预应力损失”。

产生预应力损失的因素很多,在预应力混凝土设计中主要考虑以下六项。

(一) 张拉端锚具变形和钢筋内缩引起的预应力损失 σ_{11}

当预应力直线钢筋张拉到控制应力 σ_{con} 后,便锚固在台座或构件上。由于锚具、垫板与构件之间的缝隙被压紧,以及预应力钢筋在锚具内的滑移,使得被拉紧的钢筋内缩而产生预应力损失。

锚具变形和钢筋内缩引起的预应力损失 σ_{11} 可按下列公式计算

$$\sigma_{11} = \frac{\alpha}{l} E_s \quad (8-1)$$

式中 α ——张拉端锚具变形和钢筋内缩值,可按表 8-2 采用, mm;

l ——张拉端至锚固端之间的距离, mm;

E_s ——预应力钢筋的弹性模量,按附表 8 取用, N/mm²。

表 8-2 锚具变形和钢筋内缩值 α (mm)

锚具类别		α
支承式锚具 (钢丝束墩头锚具等)	螺帽缝隙	1
	每块后加垫板的缝隙	1
锥塞式锚具 (钢丝束钢质锥形锚具等)		5
夹片式锚具	有顶压时	5
	无顶压时	6~8

注 1. 表中的锚具变形和钢筋内缩值也可根据实测数值确定。

2. 其他类型的锚具变形和钢筋内缩值应根据实测数据确定。

锚具损失只考虑张拉端,因锚固端在张拉过程中被拉紧,所以不考虑锚固端所引起的应力损失。

对于块体拼成的结构,其预应力损失尚应计及块体间填缝的预压变形。当采用混凝土或砂浆为填缝材料时,每条填缝的预压变形值应取 1mm。

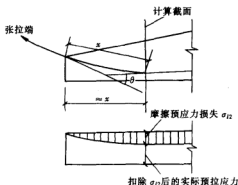


图 8-9 摩擦引起的预应力损失

减少 σ_{11} 损失的措施有:

- (1) 选择锚具变形小或预应力钢筋内缩小的锚具、夹具,并尽量减少垫板的块数;
- (2) 增加台座长度。

对于后张法构件预应力曲线钢筋或折线钢筋由于锚具变形和预应力钢筋内缩引起的预应力损失值 σ_{11} ,应根据预应力曲线钢筋,或折线钢筋与孔道壁之间反向摩擦影响长度 l_f 范围内的预应力钢筋变形值等于锚具变形和钢筋内缩值的条件确定,其预应力损失值 σ_{11} 可按《混凝土规范》另行计算。

(二) 预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦引起的预应力损失 σ_{l2}

后张法张拉预应力筋时, 由于施工的偏差及孔道壁粗糙等原因, 预应力钢筋与孔道壁之间产生摩擦力, 致使预应力钢筋截面的应力随张拉端的距离增加而减小, 如图 8-9 所示。

预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦引起的预应力损失值 σ_{l2} , 宜按下列公式计算

$$\sigma_{l2} = \sigma_{\text{con}} \left(1 - \frac{1}{e^{kx + \mu\theta}} \right) \quad (8-2)$$

式中 x ——张拉端至计算截面的孔道长度, 可近似取该段孔道在纵轴上的投影长度, m;

θ ——张拉端至计算截面曲线孔道部分切线的夹角, rad;

k ——考虑孔道每米长度局部偏差的摩擦系数, 按表 8-3 采用。

表 8-3 摩擦系数 k 及 μ 值

孔道成型方式	k	μ
		钢丝束、钢绞线
预埋金属波纹管	0.0015	0.25
预埋钢管	0.0010	0.30
橡胶管或钢管抽芯成型	0.0014	0.55

注 1. 表列系数可根据实测数据确定。

2. 当采用钢丝束的钢质锥形锚具及类似形式锚具时, 尚应考虑锚环口处的附加摩擦损失, 其值可根据实测数据确定。

3. μ 为预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦系数, 按表 8-3 采用。

当 $(kx + \mu\theta) \leq 0.2$ 时, σ_{l2} 可按下列近似公式计算, 即

$$\sigma_{l2} = (kx + \mu\theta) \sigma_{\text{con}} \quad (8-3)$$

减少 σ_{l2} 损失的措施有:

(1) 采用两端张拉, 如图 8-10 (a)、(b) 所示。

(2) 采用超张拉, 如图 8-10 (c) 所示, 超张拉工艺程序为:

$$0 \rightarrow 1.1\sigma_{\text{con}} \xrightarrow{\text{停 2min}} 0.85\sigma_{\text{con}} \xrightarrow{\text{停 2min}} \sigma_{\text{con}}$$

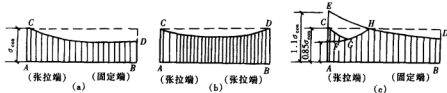


图 8-10 张拉对减少摩擦损失的影响

(a) 一端张拉; (b) 两端张拉; (c) 超张拉

(三) 混凝土加热养护时受张拉的预应力钢筋与承受拉力的设备之间的温差引起的预应力损失 σ_{l3}

为了缩短后张法构件的生产周期, 浇灌混凝土后常采用蒸汽养护。升温时, 钢筋受热膨胀, 预应力钢筋中的应力降低, 产生预应力损失; 降温时, 混凝土已结硬, 与钢筋之间已建

立粘结力,两者一起回缩,钢筋应力不能恢复到原来的张拉应力值。

当混凝土加热养护时,预应力钢筋与两端台座之间的温差为 Δt °C,钢筋的线膨胀系数 $\alpha = 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$,则 σ_{l3} 可按下式计算

$$\begin{aligned}\sigma_{l3} &= E_s \varepsilon_s = E_s \alpha \Delta t = 2 \times 10^5 \times 1 \times 10^5 \Delta t \\ \sigma_{l3} &= 2 \Delta t (\text{N/mm}^2)\end{aligned}\quad (8-4)$$

减少 σ_{l3} 损失的措施有:

(1) 采用两次升温养护。先在常温下养护,待混凝土强度达到一定值后,再逐渐升温至规定的养护温度,此时预应力钢筋与混凝土粘结在一起,形成整体,能够一起胀缩而引起应力损失。

(2) 采用钢模生产预应力混凝土构件。由于预应力钢筋锚固在钢模上,升温时两者温度相同,所以不产生应力损失。

(四) 预应力钢筋应力松弛引起的预应力损失 σ_{l4}

钢筋在高应力作用下,在长度保持不变的条件下,钢筋的应力随时间的增长而降低的现象,称为钢筋应力松弛。

在钢筋的应力保持不变的条件下,应变随时间的增长而逐渐增大的现象称为钢筋的徐变。

由钢筋的松弛和徐变引起的预应力钢筋的应力损失,统称为钢筋应力松弛损失值 σ_{l4} ,可按下式计算。

1. 预应力钢丝、钢绞线

(1) 普通松弛。

$$\sigma_{l4} = 0.4 \psi \left(\frac{\sigma_{\text{con}}}{f_{\text{ptk}}} - 0.5 \right) \sigma_{\text{con}} \quad (8-5)$$

一次张拉 $\psi = 1$

超张拉 $\psi = 0.9$

(2) 低松弛。

当 $\sigma_{\text{con}} \leq 0.7 f_{\text{ptk}}$ 时,有

$$\sigma_{l4} = 0.125 \left(\frac{\sigma_{\text{con}}}{f_{\text{ptk}}} - 0.5 \right) \sigma_{\text{con}} \quad (8-6)$$

当 $0.7 f_{\text{ptk}} < \sigma_{\text{con}} \leq 0.8 f_{\text{ptk}}$ 时,有

$$\sigma_{l4} = 0.2 \left(\frac{\sigma_{\text{con}}}{f_{\text{ptk}}} - 0.575 \right) \sigma_{\text{con}} \quad (8-7)$$

2. 热处理钢筋

一次张拉

$$\sigma_{l4} = 0.05 \sigma_{\text{con}} \quad (8-8)$$

超张拉

$$\sigma_{l4} = 0.035 \sigma_{\text{con}} \quad (8-9)$$

当 $\sigma_{\text{con}}/f_{\text{ptk}} \leq 0.5$ 时,预应力钢筋的应力松弛损失值可取为零。

减少 σ_{l4} 损失的措施有:采用超张拉,先使张拉控制应力达 $1.05 \sim 1.1 \sigma_{\text{con}}$,持荷 $2 \sim$

5min, 卸载再施加张拉应力至 σ_{con} 。

(五) 混凝土的收缩、徐变引起的预应力损失 σ_{IS} 、 σ'_{IS}

混凝土在空气结硬时会发生体积收缩, 而在预应力作用下, 沿压力方向混凝土产生徐变。收缩和徐变都使构件长度缩短, 预应力钢筋也随之回缩, 从而造成预应力损失。

混凝土收缩、徐变引起受拉区和受压区纵向预应力钢筋的预应力损失值 σ_{IS} 、 σ'_{IS} 可按下列公式计算:

先张法构件

$$\sigma_{\text{IS}} = \frac{45 + 280 \frac{\sigma_{\text{pc}}}{f'_{\text{cu}}}}{1 + 15\rho} \quad (8-10)$$

$$\sigma'_{\text{IS}} = \frac{45 + 280 \frac{\sigma'_{\text{pc}}}{f'_{\text{cu}}}}{1 + 15\rho'} \quad (8-11)$$

后张法构件

$$\sigma_{\text{IS}} = \frac{35 + 280 \frac{\sigma_{\text{pc}}}{f'_{\text{cu}}}}{1 + 15\rho} \quad (8-12)$$

$$\sigma'_{\text{IS}} = \frac{35 + 280 \frac{\sigma'_{\text{pc}}}{f'_{\text{cu}}}}{1 + 15\rho'} \quad (8-13)$$

式中 σ_{pc} 、 σ'_{pc} ——在受拉区、受压区预应力钢筋合力点处的混凝土法向压应力, N/mm^2 ;

f'_{cu} ——施加预应力时的混凝土立方体抗压强度, N/mm^2 ;

ρ 、 ρ' ——受拉区、受压区预应力钢筋和非预应力钢筋的配筋率。

此时, 预应力损失值仅考虑混凝土预压前 (第一批) 的损失, 其非预应力钢筋中的应力 σ_{IS} 、 σ'_{IS} 值应取为零; σ_{pc} 、 σ'_{pc} 值不得大于 $0.5f'_{\text{cu}}$; 当 σ'_{pc} 为拉应力时, 则公式 (8-11)、式 (8-13) 中的 σ'_{pc} 应取为零。计算混凝土法向应力 σ_{pc} 、 σ'_{pc} 时可根据构件制作情况考虑自重的影响。

配筋率按如下公式计算:

对先张法构件

$$\rho = \frac{A_p + A_s}{A_0} \quad \rho' = \frac{A'_p + A'_s}{A_0} \quad (8-14)$$

对后张法构件

$$\rho = \frac{A_p + A_s}{A_n} \quad \rho' = \frac{A'_p + A'_s}{A_n} \quad (8-15)$$

式中 A_0 ——混凝土换算截面面积, mm^2 ;

A_n ——混凝土净截面面积, mm^2 。

对于对称配置预应力钢筋和非预应力钢筋的构件, 配筋率 ρ 、 ρ' 应按钢筋总面积的

一半计算。

当结构处于年平均相对湿度低于 40% 的环境中, σ_{15} 及 σ'_{15} 值应增加 30%。

减少 σ_{15} 损失的措施有:

- (1) 采用高标号水泥以减少水泥用量, 降低水灰比以减少混凝土的收缩、徐变值;
- (2) 采用级配良好的骨料, 加强震捣, 提高混凝土的密实度;
- (3) 加强养护, 以防止水分过多散失。

(六) 混凝土的局部挤压引起的预应力损失 σ_{16}

用螺旋式预应力钢筋作配筋的环形构件, 当直径 $d \leq 3\text{m}$ 时, 由于混凝土的局部挤压引起的预应力损失 σ_{16} 。

《混凝土规范》给出了 σ_{16} 值为

对后张法构件 ($d \leq 3\text{m}$)

$$\sigma_{16} = 30\text{N/mm}^2 \quad (8-16)$$

二、各阶段预应力损失值的组合

上述六项预应力损失, 有的只发生在先张法构件中, 有的只发生在后张法构件中, 有的两种构件均有, 并且在同一种构件中, 它们也是分批产生的。为了便于分析和计算, 预应力构件在各阶段的预应力损失值宜按表 8-4 的规定进行组合。

表 8-4 各阶段预应力损失值的组合

预应力损失值的组合	先张法构件	后张法构件
混凝土预压前 (第一批) 的损失 σ_{11}	$\sigma_{11} + \sigma_{12} + \sigma_{13} + \sigma_{14}$	$\sigma_{11} + \sigma_{12}$
混凝土预压后 (第二批) 的损失 σ_{11}	σ_{15}	$\sigma_{14} + \sigma_{15} + \sigma_{16}$

注 1. 先张法构件由于钢筋应力松弛引起的损失值 σ_{14} 在第一批和第二批损失中所占的比例, 如需区分, 可根据实际情况确定;

2. 先张法构件当采用折线形预应力钢筋时, 由于转向装置处的摩擦, 故在混凝土预压前 (第一批) 的损失中计入 σ_{12} , 其值按实际情况确定。

当计算求得的预应力总损失值小于下列数值时, 应按下列数值取用:

- (1) 先张法构件: 100N/mm^2 ;
- (2) 后张法构件: 80N/mm^2 。

后张法构件的预应力钢筋采用分批张拉时, 应考虑后批张拉钢筋所产生的混凝土弹性压缩 (或伸长) 对先批张拉钢筋的影响, 将先批张拉钢筋的张拉控制应力值 σ_{con} 增加/减小 $\alpha_E \sigma_{pci}$ (σ_{pci} 为后批张拉钢筋在先批张拉钢筋重心处产生的混凝土法向应力)。

第六节 预应力混凝土轴心受拉构件的计算

一、轴心受拉构件各阶段的应力分析


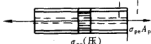
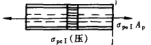
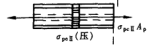
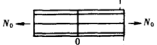
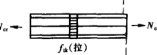
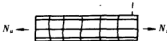
预应力混凝土轴心受拉构件从张拉钢筋直到构件破坏, 一般可按两大阶段进行分析, 即施工阶段和使用阶段。每个阶段又包括若干个受力过程, 表 8-5、表 8-6 分别为先张法和后张法预应力混凝土轴心受拉构件各阶段的截面应力分析。

表 8-5

先张法预应力混凝土轴心受拉构件各阶段的应力分析

受力阶段	简 图	预应力钢筋应力 σ_p	混凝土应力 σ_{pc}	非预应力钢筋应力 σ_s
a. 在台座上穿钢筋		0	—	—
b. 张拉预应力钢筋		σ_{con}	—	—
施 工 阶 段 c. 完成第一批损失		$\sigma_{con} - \sigma_{l1}$	0	0
d. 放松钢筋		$\sigma_{pe1} = \sigma_{con} - \sigma_{l1}$ $- \alpha_E \sigma_{pe1}$	$\sigma_{pc1} = \frac{(\sigma_{con} - \sigma_{l1}) A_p}{A_0}$ (压)	$\sigma_{s1} = \alpha_E \sigma_{pe1}$ (压)
e. 完成第二批损失		$\sigma_{peII} = \sigma_{con} - \sigma_{l1}$ $- \alpha_E \sigma_{peII}$	$\sigma_{pcII} = \frac{(\sigma_{con} - \sigma_{l1}) A_p}{A_0}$ (压)	$\sigma_{sII} = \alpha_E \sigma_{peII}$ (压)
f. 加载至 $\sigma_{pc} = 0$		$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_{l1}$	0	0
使 用 阶 段 g. 加载至裂缝即将出现		$\sigma_{per} = \sigma_{con} - \sigma_{l1} + \alpha_E f_a$	f_a (拉)	$\alpha_E f_a$ (拉)
h. 加载至破坏		f_{py}	0	f_t (拉)

表 8-6 后张法预应力混凝土轴心受拉构件各阶段的应力分析

受力阶段	简 图	预应力钢筋应力 σ_p	混凝土应力 σ_{pc}	非预应力钢筋应力 σ_s	
施 工 阶 段	a. 穿 钢筋		0	0	
	b. 张 拉钢筋		$\sigma_{con} - \sigma_{l1}$	$\sigma_{pc} = \frac{(\sigma_{con} - \sigma_{l1}) A_p}{A_n} \text{ (压)}$	$\sigma_s = \alpha_E \sigma_{pc} \text{ (压)}$
	c. 完 成第一批 损失		$\sigma_{peI} = \sigma_{con} - \sigma_{lI}$	$\sigma_{peI} = \frac{(\sigma_{con} - \sigma_{lI}) A_p}{A_n} \text{ (压)}$	$\sigma_{sI} = \alpha_E \sigma_{peI} \text{ (压)}$
	d. 完 成第二批 损失		$\sigma_{peII} = \sigma_{con} - \sigma_{lI}$	$\sigma_{peII} = \frac{(\sigma_{con} - \sigma_{lI}) A_p - \sigma_{BII} A_s}{A_n} \text{ (压)}$	$\sigma_{sII} = \alpha_E \sigma_{peII} + \sigma_B \text{ (压)}$
使 用 阶 段	e. 加 载至 σ_{pc} $= 0$		$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_{lI} + \alpha_E \sigma_{peII}$	0	$\sigma_B \text{ (压)}$
	f. 加 载至 裂缝 即将 出现		$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_{lI} + \alpha_E \sigma_{peII} + \alpha_E f_k$	$f_k \text{ (拉)}$	$\alpha_E f_k - \sigma_B \text{ (拉)}$
	g. 加 载至 破坏		f_T	0	$f_t \text{ (拉)}$

1. 先张法构件

(1) 施工阶段。

1) 张拉预应力钢筋——在台座上张拉预应力钢筋（截面面积为 A_p ）至张拉控制应力 σ_{con} ，见表 8-5b 项，所施加的全部预拉力为 $\sigma_{con} A_p$ ，非预应力钢筋应力为零。

2) 完成第一批损失——张拉完毕锚固好钢筋，浇灌混凝土并蒸养构件。由于锚具变形、

部分钢筋松弛、温差而产生第一批预应力损失 σ_{i1} ，预应力钢筋的拉应力由 σ_{con} 降低为 $\sigma_{con} - \sigma_{i1}$ ，见表 8-5c. 项。混凝土应力为零，非预应力钢筋应力为零。

3) 放松预应力钢筋——混凝土结硬后放松预应力钢筋，钢筋回缩，通过钢筋与混凝土之间的粘结力使混凝土受压，钢筋长度随之缩短，拉应力减小，见表 8-5d. 项。设此时混凝土所获得的预压应力为 σ_{pc1} ，由钢筋与混凝土两者的变形协调关系，则预应力钢筋的拉应力相应减少了 $\alpha_E \sigma_{pc1}$ ，得

$$\sigma_{pe1} = \sigma_{con} - \sigma_{i1} - \alpha_E \sigma_{pc1} \quad (8-17)$$

非预应力钢筋得到预压应力

$$\sigma_{s1} = \alpha_E \sigma_{pc1}$$

根据截面上的内力平衡条件，得

$$\sigma_{pe1} A_p = \sigma_{pc1} A_c + \sigma_{s1} A_s$$

将 σ_{pe1} 、 σ_{s1} 代入上式，得

$$\sigma_{pe1} = \frac{(\sigma_{con} - \sigma_{i1}) A_p}{A_c + \alpha_E A_s + \alpha_E A_p} = \frac{N_{p1}}{A_n + \alpha_E A_p} = \frac{N_{p1}}{A_0} \quad (8-18)$$

$$A_0 = A_c + \alpha_E A_s + \alpha_E A_p \quad (8-19)$$

$$A_n = A_c + \alpha_E A_s \quad (8-20)$$

$$N_{p1} = (\sigma_{con} - \sigma_{i1}) A_p \quad (8-21)$$

式中 α_E ——预应力钢筋或非预应力钢筋的弹性模量与混凝土弹性模量之比， $\alpha_E = \frac{E_s}{E_c}$ ；

A_c ——混凝土净截面面积（扣除预应力钢筋和非预应力钢筋截面面积后的混凝土截面面积），当预应力钢筋和非预应力钢筋截面面积不大时，可按混凝土毛截面面积， mm^2 ；

A_0 ——混凝土的换算截面面积， mm^2 ；

A_n ——净截面面积，即扣除孔道、凹槽等削弱部分以外的混凝土全部截面面积及纵向非预应力钢筋截面面积换算成混凝土的截面面积之和， mm^2 ；

N_{p1} ——完成第一批损失后预应力钢筋的总预拉力，N。

4) 完成第二批损失——随着时间的增长，预应力钢筋进一步松弛，当混凝土的收缩、徐变发生后而产生第二批预应力损失 σ_{i2} ，混凝土和钢筋更加缩短，见表 8-5e. 项。混凝土压应力由 σ_{pc1} 降低至 σ_{pc2} ，预应力钢筋的拉应力由 σ_{pe1} 降低至 σ_{pe2} ，非预应力钢筋压应力降至 σ_{s2} ，得

$$\begin{aligned} \sigma_{pe2} &= \sigma_{con} - \sigma_{i1} - \alpha_E \sigma_{pc1} - \sigma_{i2} + \alpha_E (\sigma_{pc1} - \sigma_{pc2}) \\ &= \sigma_{con} - \sigma_{i1} - \alpha_E \sigma_{pc2} \end{aligned} \quad (8-22)$$

式中 $\alpha_E (\sigma_{pc1} - \sigma_{pc2})$ ——由于混凝土压应力减小，构件的弹性压缩有所恢复而引起的预应力钢筋拉应力的增加值， N/mm^2 。

非预应力钢筋得到的预压应力

$$\sigma_{s2} = \alpha_E \sigma_{pc2}$$

根据截面上的内力平衡条件,得

$$\sigma_{pe\parallel} A_p = \sigma_{pc\parallel} A_c + \sigma_{s\parallel} A_s$$

将 $\sigma_{pe\parallel}$ 、 $\sigma_{s\parallel}$ 代入上式,得

$$\sigma_{pc\parallel} = \frac{(\sigma_{con} - \sigma_l) A_p}{A_c + \alpha_E A_s + \alpha_E A_p} = \frac{N_{p\parallel}}{A_0} \quad (8-23)$$

$$N_{p\parallel} = (\sigma_{con} - \sigma_l) A_p \quad (8-24)$$

式中 $N_{p\parallel}$ ——完成全部损失后预应力钢筋的总预拉力, N;

$\sigma_{pc\parallel}$ ——预应力混凝土中所建立的“有效预压力”, N/mm²。

(2) 使用阶段。

1) 加载至混凝土应力为零——由轴向拉力 N_0 产生的混凝土拉应力抵消混凝土的有效预压力 $\sigma_{pc\parallel}$, 使混凝土应力为零, 应变为零, 见表 8-5f. 项。此时, 预应力钢筋的拉应力 σ_{p0} 为

$$\sigma_{p0} = \sigma_{pe\parallel} + \alpha_E \sigma_{pc\parallel}$$

代入式 (8-22), 得

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_l \quad (8-25)$$

非预应力钢筋压应力为

$$\sigma_s = \sigma_{s\parallel} - \alpha_E \sigma_{pc\parallel} = \alpha_E \sigma_{pc\parallel} - \alpha_E \sigma_{pc\parallel} = 0$$

轴向拉力 N_0 由力的平衡条件, 得

$$N_0 = \sigma_{p0} A_p = (\sigma_{con} - \sigma_l) A_p = N_{p\parallel}$$

由式 (8-23), 得

$$N_0 = \sigma_{pc\parallel} A_0 \quad (8-26)$$

式中 N_0 ——混凝土应力为零的轴向拉力, kN。

2) 加载至裂缝即将出现——当轴向拉力超过 N_0 后, 混凝土开始受拉, 当加载至构件开裂时的拉力 N_{cr} 时, 混凝土拉应力达到混凝土轴向抗拉强度标准值 f_{tk} , 裂缝即将出现, 见表 8-5g. 项。此时, 预应力钢筋的拉应力为

$$\sigma_{per} = \sigma_{p0} + \alpha_E f_{tk} = \sigma_{con} - \sigma_l + \alpha_E f_{tk} \quad (8-27)$$

非预应力钢筋为

$$\sigma_s = \alpha_E f_{tk}$$

轴向拉力 N_{cr} 由力的平衡条件, 得

$$N_{cr} = \sigma_{per} A_p + \sigma_s A_s + f_{tk} A_c$$

将 σ_{per} 、 σ_s 代入上式, 可得

$$N_{cr} = (\sigma_{pc\parallel} + f_{tk}) A_0 \quad (8-28)$$

由此可见, 由于预压应力 $\sigma_{pc\parallel}$ 的作用 ($\sigma_{pc\parallel}$ 要比 f_{tk} 大得多), 使预应力混凝土轴心受拉构件的 N_{cr} 值比普通钢筋混凝土轴心受拉构件大很多, 这就是预应力构件抗裂度高的原因。

3) 加载至破坏——当轴向力超过 N_{cr} 后, 混凝土开裂, 在裂缝截面处混凝土退出工作,

拉力全部由预应力钢筋和非预应力钢筋承担,随荷载增加,拉应力不断增长,破坏时,预应力钢筋及非预应力钢筋都达到抗拉强度设计值 f_{py} 、 f_y , 见表 8-5h. 项。此时

$$N = f_{py}A_p + f_yA_s \quad (8-29)$$

2. 后张法构件

(1) 施工阶段。

1) 浇灌混凝土, 养护至钢筋张拉前——截面中不产生任何应力, 见表 8-6a. 项。

2) 张拉预应力钢筋——千斤顶的反作用力通过传力架传给混凝土, 使混凝土受压, 并在张拉过程中产生摩擦损失 σ_{l2} , 见表 8-6b. 项。此时, 预应力钢筋中的拉应力为

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_{l2}$$

非预应力钢筋中的压应力为

$$\sigma_s = \alpha_E \sigma_{pe}$$

由截面上的内力平衡条件, 可得

$$\sigma_{pe}A_p = \sigma_{pe}A_c + \sigma_sA_s$$

将 σ_{pe} 、 σ_s 代入上式, 得

$$\begin{aligned} (\sigma_{con} - \sigma_{l2})A_p &= \sigma_{pe}A_c + \alpha_E \sigma_{pe}A_s \\ \sigma_{pe} &= \frac{(\sigma_{con} - \sigma_{l2})A_p}{A_c + \alpha_E A_s} = \frac{(\sigma_{con} - \sigma_{l2})A_p}{A_n} \end{aligned} \quad (8-30)$$

式中 A_c ——混凝土净截面积, 即扣除预应力钢筋和非预应力钢筋截面面积后的混凝土截面面积, mm^2 。

3) 完成第一批损失——张拉预应力钢筋后, 由于锚具变形和钢筋回缩而引起应力损失 σ_{l1} , 见表 8-6c. 项。此时, 预应力钢筋的拉应力为

$$\sigma_{pe1} = \sigma_{con} - \sigma_{l2} - \sigma_{l1} = \sigma_{con} - \sigma_{l1} \quad (8-31)$$

非预应力钢筋中的压应力为

$$\sigma_{s1} = \alpha_E \sigma_{pe1}$$

由截面上内力平衡条件, 可得

$$\sigma_{pe1}A_p = \sigma_{pe1}A_c + \sigma_{s1}A_s$$

将 σ_{pe1} 、 σ_{s1} 代入上式, 得

$$\begin{aligned} (\sigma_{con} - \sigma_{l1})A_p &= \sigma_{pe1}A_c + \alpha_E \sigma_{pe1}A_s \\ \sigma_{pe1} &= \frac{(\sigma_{con} - \sigma_{l1})A_p}{A_c + \alpha_E A_s} = \frac{N_{p1}}{A_n} \end{aligned} \quad (8-32)$$

4) 完成第二批损失——由于预应力钢筋松弛、混凝土收缩和徐变等引起第二批损失, 见表 8-6d. 项。此时, 预应力钢筋的拉应力为

$$\sigma_{pe11} = \sigma_{con} - \sigma_{l1} - \sigma_{l11} = \sigma_{con} - \sigma_{l1} \quad (8-33)$$

非预应力钢筋中的压应力为

$$\sigma_{s11} = \alpha_E \sigma_{pe11}$$

由截面上内力平衡条件, 可得

$$\sigma_{pe\parallel} A_p = \sigma_{pc\parallel} A_c + \sigma_s A_s$$

将 $\sigma_{pe\parallel}$ 、 σ_s 代入上式, 得

$$\begin{aligned} (\sigma_{con} - \sigma_l) A_p &= \sigma_{pc\parallel} A_c + \alpha_E \sigma_{pe\parallel} A_s \\ \sigma_{pc\parallel} &= \frac{(\sigma_{con} - \sigma_l) A_p}{A_c + \alpha_E A_s} = \frac{N_{p\parallel}}{A_n} \end{aligned} \quad (8-34)$$

(2) 使用阶段。

1) 加载至混凝土应力为零——由轴向拉力 N_0 产生的混凝土拉应力抵消混凝土的有效预压应力 $\sigma_{pe\parallel}$, 使混凝土应力为零, 见表 8-6e. 项。此时, 预应力钢筋的拉应力 σ_{p0} 为

$$\sigma_{p0} = \sigma_{pe\parallel} + \alpha_E \sigma_{pc\parallel}$$

代入式 (8-33), 得

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_l + \alpha_E \sigma_{pc\parallel} \quad (8-35)$$

非预应力钢筋压应力

$$\sigma_s = \sigma_s - \alpha_E \sigma_{pc\parallel} = \alpha_E \sigma_{pc\parallel} - \alpha_E \sigma_{pc\parallel} = 0$$

轴向拉力 N_0 由力的平衡条件, 得

$$N_0 = \sigma_{p0} A_p = (\sigma_{pe\parallel} + \alpha_E \sigma_{pc\parallel}) A_p = (\sigma_{con} - \sigma_l + \alpha_E \sigma_{pc\parallel}) A_p$$

由式 (8-34), 可知

$$(\sigma_{con} - \sigma_l) A_p = (A_c + \alpha_E A_s) \sigma_{pc\parallel}$$

所以

$$\begin{aligned} N_0 &= (A_c + \alpha_E A_s) \sigma_{pc\parallel} + \alpha_E A_p \sigma_{pc\parallel} \\ &= \sigma_{pc\parallel} (A_c + \alpha_E A_s + \alpha_E A_p) \\ &= \sigma_{pc\parallel} A_0 \end{aligned} \quad (8-36)$$

2) 加载至裂缝即将出现——当轴向拉力超过 N_0 后, 混凝土开始受拉, 当加载至构件开裂时的拉力 N_{cr} 时, 混凝土拉应力达到混凝土轴心抗拉强度标准值 f_{tk} , 裂缝即将出现, 见表 8-6f. 项。此时, 预应力钢筋的拉应力为

$$\sigma_{pcr} = \sigma_{p0} + \alpha_E f_{tk} = \sigma_{con} - \sigma_l + \alpha_E \sigma_{pc\parallel} + \alpha_E f_{tk} \quad (8-37)$$

非预应力钢筋为

$$\sigma_s = \alpha_E f_{tk}$$

轴向拉力 N_{cr} 由力的平衡条件, 得

$$N_{cr} = \sigma_{pcr} A_p + \sigma_s A_s + f_{tk} A_c$$

将 σ_{pcr} 、 σ_s 代入上式, 得

$$\begin{aligned} N_{cr} &= (\sigma_{con} - \sigma_l + \alpha_E \sigma_{pc\parallel} + \alpha_E f_{tk}) A_p + \alpha_E f_{tk} A_s + f_{tk} A_c \\ &= \sigma_{pc\parallel} A_0 + (A_c + \alpha_E A_s + \alpha_E A_p) f_{tk} \\ &= (\sigma_{pc\parallel} + f_{tk}) A_0 \end{aligned} \quad (8-38)$$

3) 加载至破坏——当轴向力超过 N_{cr} 后, 混凝土开裂, 在裂缝截面处, 混凝土退出工作, 拉力全部由预应力钢筋和非预应力钢筋承担, 见表 8-6g. 项。和先张法相同, 破坏时,

预应力钢筋及非预应力钢筋都达到抗拉强度设计值 f_{py} 、 f_y ，此时

$$N = f_{py}A_p + f_yA_s \quad (8-39)$$

由表 8-5、表 8-6 可见：

(1) 在施工阶段，最后建立在构件混凝土截面上的有效预应力 σ_{peII} 的计算公式，先张法和后张法的形式基本相同，只是 σ_i 的具体计算值不同，同时，先张法用 A_0 ，后张法用 A_n 。如果采用相同的 σ_{con} 、材料强度等级、混凝土的截面尺寸、预应力钢筋及截面面积，因 $A_0 > A_n$ ，所以后张法构件建立的有效预压应力要高些。

(2) 在使用阶段中 N_0 、 N_{cr} 、 N 的三个计算公式，不论先张法或后张法，公式的形式都相同，但计算 N_0 和 N_{cr} 时，两种方法对 σ_{peII} 的计算不同。

(3) 预应力钢筋从张拉直至构件破坏始终处于高拉应力状态，而混凝土在荷载达到 N_0 以前始终处于受压状态，发挥了两种材料各自的性能。

(4) 预应力混凝土构件出现裂缝比普通钢筋混凝土构件迟得多，所以构件抗裂度提高，但预应力构件裂缝的出现与破坏比较接近。

(5) 当材料强度和截面尺寸及配筋相同时，预应力混凝土轴心受拉构件与普通钢筋混凝土受拉构件的承载能力相同。

二、轴心受拉构件使用阶段的计算

轴心受拉构件在使用阶段应进行承载力计算、抗裂度验算或裂缝宽度验算。

1. 使用阶段承载力计算

在预应力混凝土轴心受拉构件破坏时，预应力钢筋和非预应力钢筋均达到它们的设计强度，所以可按下式进行强度计算

$$N \leq f_y A_s + f_{py} A_p \quad (8-40)$$

式中 N ——构件的轴向拉力设计值，kN；

A_s 、 A_p ——非预应力钢筋、预应力钢筋全部截面面积， mm^2 ；

f_y 、 f_{py} ——非预应力钢筋、预应力钢筋抗拉强度设计值， N/mm^2 。

2. 抗裂度验算及裂缝宽度验算

由式 (8-28)、式 (8-38) 可知，如果轴向拉力 N 不超过 N_{cr} ，则构件不会开裂，即

$$N \leq N_{cr} = (\sigma_{peII} + f_{tk})A_0 \quad (8-41)$$

则

$$\frac{N}{A_0} \leq \sigma_{peII} + f_{tk} \quad (8-42)$$

$$\sigma_c - \sigma_{peII} \leq f_{tk} \quad (8-42)$$

预应力混凝土构件按所处环境类别和结构类别，应有不同的抗裂安全储备，《混凝土规范》规定可按下列规定进行受拉边缘应力或正截面裂缝宽度验算：

(1) 一级——严格要求不出现裂缝的构件。

在荷载效应的标准组合下应符合下列规定

$$\sigma_{ck} - \sigma_{peII} \leq 0 \quad (8-43)$$

(2) 二级——一般要求不出现裂缝的构件。

在荷载效应的标准组合下应符合下列规定

$$\sigma_{ck} - \sigma_{peII} \leq f_{tk} \quad (8-44)$$

在荷载效应的准永久组合下宜符合下列规定

$$\sigma_{eq} - \sigma_{peII} \leq 0 \quad (8-45)$$

(3) 三级——允许出现裂缝的构件。

在荷载效应的标准组合下，并考虑长期作用影响计算的最大裂缝宽度，应符合下列规定

$$\omega_{max} = \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left(1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) \leq \omega_{lim} \quad (8-46)$$

$$\sigma_{sk} = \frac{N_k}{A_0} \quad (8-47)$$

$$\sigma_{eq} = \frac{N_q}{A_0} \quad (8-48)$$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}} \quad (8-49)$$

$$\sigma_{sk} = \frac{N_k - N_{p0}}{A_p + A_s} \quad (8-50)$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s - A_p}{A_{te}} \quad (8-51)$$

$$d_{eq} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i d_i} \quad (8-52)$$

式中 σ_{sk} 、 σ_{eq} ——荷载效应的标准组合、准永久组合下抗裂验算边缘的混凝土法向应力， N/mm^2 ；

N_k 、 N_q ——按荷载效应的标准组合、准永久组合计算的轴向力值， N ；

σ_{peII} ——扣除全部预应力损失后在抗裂验算边缘混凝土的预压应力，按式 (8-23)、式 (8-34) 计算， N/mm^2 ；

f_{tk} ——混凝土的轴心抗拉强度标准值， N/mm^2 ；

α_{cr} ——构件受力特征系数，对轴心受拉构件， $\alpha_{cr}=2.2$ ；

ψ ——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数，当 $\psi < 0.2$ 时，取 $\psi = 0.2$ ，当 $\psi > 1$ 时，取 $\psi = 1$ ，对直接承受重复荷载的构件，取 $\psi = 1$ ；

σ_{sk} ——按荷载效应标准组合计算的预应力混凝土构件纵向受拉钢筋的等效应力， N/mm^2 ；

N_k ——按荷载效应的标准组合计算的轴向力值， N ；

N_{p0} ——混凝土法向预应力等于零时全部纵向预应力和非预应力钢筋的合力， N ；

E_s ——钢筋弹性模量；

ρ_{te} ——按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向钢筋配筋率，当 $\rho_{te} < 0.01$ 时，取 $\rho_{te} = 0.01$ ；

A_{te} ——有效受拉混凝土截面面积， $A_{te} = b \times h$ ， mm^2 ；

c ——最外层纵向钢筋外边缘至受拉区底边的距离，当 $c < 20$ 时，取 $c = 20$ ，

当 $c > 65$ 时, 取 $c = 65$, mm;

A_p ——受拉区纵向预应力钢筋截面面积, mm^2 ;

A_s ——受拉区纵向非预应力钢筋截面面积, mm^2 ;

d_{eq} ——受拉区纵向钢筋的等效直径, mm;

d_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的公称直径, mm;

n_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的根数;

ν_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的相对粘结特性系数, 按表 8-7 采用;

ω_{\max} ——按荷载效应的标准组合并考虑长期作用影响计算的最大裂缝宽度, mm;

ω_{\lim} ——最大裂缝宽度限值, 按附表 14 取用, mm。

表 8-7 钢筋的相对粘结特性系数

钢筋类别	非预应力钢筋		先张法预应力钢筋			后张法预应力钢筋		
	光圆钢筋	带肋钢筋	带肋钢筋	螺旋钢筋	刻痕钢丝 钢绞线	带肋钢筋	钢绞线	光圆钢筋
ν_i	0.7	1.0	1.0	0.8	0.6	0.8	0.5	0.4

注 对环氧树脂涂层带肋钢筋, 其相对粘结特性系数应按表中系数的 0.8 倍取用。

三、轴心受拉构件施工阶段的验算

轴心受拉构件在施工阶段应进行张拉(或放松)预应力钢筋时, 构件的承载力验算和构件端部锚固区的局部受压承载力的验算。

1. 张拉(或放松)预应力钢筋时, 构件的承载力验算

为保证在张拉(或放松)预应力钢筋时, 混凝土不被压碎, 其截面边缘的混凝土预压应力应符合下列规定

$$\sigma_{cc} \leq 0.8f'_{ck} \quad (8-53)$$

式中 f'_{ck} ——与各施工阶段混凝土立方体抗压强度 f'_{cu} 相应的抗压强度标准值, N/mm^2 ;

σ_{cc} ——相应施工阶段计算截面边缘纤维的混凝土压应力, N/mm^2 。

先张法构件: 在放松(或切断)钢筋时, 按第一批损失出现后计算 σ_{cc} , 即

$$\sigma_{cc} = \frac{(\sigma_{con} - \sigma_{l1})A_p}{A_0} \quad (8-54)$$

后张法构件: 张拉钢筋至 σ_{con} , 未锚固, 按不考虑预应力损失值计算 σ_{cc} , 即

$$\sigma_{cc} = \frac{\sigma_{con}A_p}{A_n} \quad (8-55)$$

2. 构件端部锚固区的局部受压承载力的验算

在后张法构件中, 预压力是通过锚具经垫板传给混凝土的。由于预压很大, 而锚具和垫板的尺寸往往很小, 所以锚具下的混凝土将承受较大的局部压力, 如不进行局部加强, 则会产生局部受压破坏。所以, 《混凝土规范》规定设计时既要保证在张拉钢筋时锚具下锚固区的混凝土不开裂和不产生过大的变形, 又要求计算锚具下所需配置的间接钢筋以满足局部受

压承载力的要求。

(1) 构件局部受压区截面尺寸。

配置间接钢筋的混凝土结构构件，其局部受压区的截面尺寸应符合下列要求

$$F_1 \leq 1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln} \quad (8-56)$$

$$\beta_l = \sqrt{\frac{A_b}{A_1}} \quad (8-57)$$

式中 F_1 ——局部受压面上作用的局部荷载或局部压力设计值，对后张法预应力混凝土构件中的锚头局部受压区，应取 $F_1 = 1.2\sigma_{con}A_p$ ，kN；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值，在后张法预应力混凝土构件的张拉阶段验算中，应根据相应阶段的混凝土立方体抗压强度 f'_{cu} 值，按附表 2 以线性内插法确定，N/mm²；

β_c ——混凝土强度影响系数，当混凝土强度等级不超过 C50 时，取 $\beta_c = 1.0$ ，当混凝土强度等级为 C80 时，取 $\beta_c = 0.8$ ，按线性内插法确定；

β_l ——混凝土局部受压时的强度提高系数；

A_{ln} ——混凝土局部受压净面积，对后张法构件，应在混凝土局部受压面积中扣除孔道、凹槽部分的面积，mm²；

A_b ——局部受压的计算底面积，可由局部受压面积与计算底面积按同心、对称的原则确定，对常用情况可按图 8-11 取用，mm²；

A_1 ——混凝土的局部受压面积，当有垫板时可考虑预压力沿锚具垫圈边缘在垫板中按 45° 扩散后传至混凝土的受压面积，mm²（见图 8-12）。

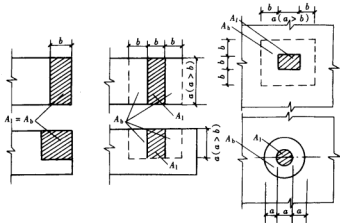


图 8-11 确定局部受压计算底面积 A_b

当不满足式 (8-56) 时，应加大端部锚固区的截面尺寸、调整锚具位置或提高混凝土强度等级。

(2) 局部受压承载力计算。

当配置方格式或螺旋式间接钢筋且其核心面积 A_{cor} $\geq A_1$ 时, 见图 8-13。

局部受压承载力应符合下列规定

$$F_1 \leq 0.9(\beta_c \beta_1 f_c + 2\alpha \rho_v \beta_{cor} f_y) A_{ln} \quad (8-58)$$

$$\beta_{cor} = \sqrt{\frac{A_{cor}}{A_1}} \quad (8-59)$$

$$\rho_v = \frac{n_1 A_{s1} l_1 + n_2 A_{s2} l_2}{A_{cor} s} \quad (\text{方格式配筋}) \quad (8-60)$$

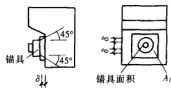


图 8-12 有垫板时预应力传至混凝土的受压面积

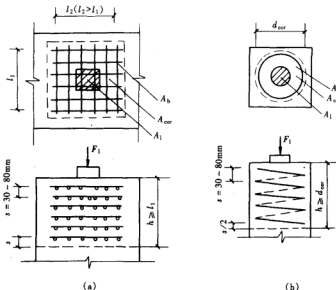


图 8-13 局部受压配筋

(a) 方格式配筋; (b) 螺旋式配筋

$$\rho_v = \frac{4A_{s1}}{d_{cor}s} \quad (\text{螺旋式配筋}) \quad (8-61)$$

式中 β_{cor} ——配置间接钢筋的局部受压承载力提高系数 (当 $A_{cor} > A_b$ 时, 取 $A_{cor} = A_b$);

α ——间接钢筋对混凝土约束的折减系数, 当混凝土强度等级小于 C50 时, 取 $\alpha = 1.0$, 当混凝土强度等级为 C80 时, 取 $\alpha = 0.85$, 当混凝土强度等级在 C50 与 C80 之间时, 按直线内插法确定;

A_{cor} ——方格网或螺旋式间接钢筋内表面范围内的混凝土核心面积, 其重心与 A_1 的重心相重合, mm^2 ;

f_y ——间接钢筋的抗拉强度设计值, N/mm^2 ;

ρ_s ——间接钢筋的体积配筋率（核心面积 A_{cor} 范围内单位混凝土体积所含间接钢筋的体积），方格网式配筋时，钢筋网两个方向上单位长度内钢筋截面面积的比值不宜大于 1.5；

n_1 、 A_{s1} ——方格网沿 l_1 方向的钢筋根数、单根钢筋的截面面积， mm^2 ；

n_2 、 A_{s2} ——方格网沿 l_2 方向的钢筋根数、单根钢筋的截面面积， mm^2 ；

A_{sml} ——单根螺旋式间接钢筋的截面面积， mm^2 ；

d_{cor} ——螺旋式间接钢筋内表面范围以内的混凝土截面直径， mm ；

s ——方格网式或螺旋式间接钢筋的间距，宜取 30~80 mm ， mm 。

间接钢筋应配置在图 8-13 所规定的 h 范围内，对方格网式钢筋不应少于 4 片；螺旋式钢筋不应少于 4 圈。

如验算不能满足式 (8-58) 时，对于方格网式钢筋网，应增加钢筋根数，加大钢筋直径，减小钢筋网的间距；对于螺旋钢筋，应加大直径，减小螺距。

第七节 预应力混凝土受弯构件的计算

一、受弯构件的应力分析

预应力混凝土受弯构件中，预应力钢筋 A_p 一般都放置在使用阶段的截面受拉区。为了防止在制作、运输和吊装等施工阶段出现裂缝或限制裂缝的开展，在梁的受拉区和受压区通常也配置一些非预应力钢筋 A_s 、 A'_s 和少量的预应力筋 A'_p 。

表 8-8、表 8-9 为仅在截面受拉区配置预应力钢筋的先张法和后张法预应力混凝土受弯构件各阶段的应力分析。

表 8-8 先张法预应力混凝土受弯构件各阶段的应力分析

受力阶段	简 图	钢筋应力 σ_p	混凝土应力 σ_c (截面下边缘)	说 明
张拉钢筋		σ_{con}	—	钢筋被拉长 钢筋拉应力等于张拉控制应力
完成第一批损失		$\sigma_{con} - \sigma_{l1}$	0	钢筋拉应力降低，减小了 σ_{l1} 混凝土尚未受力
施工阶段 放松钢筋		$\sigma_{peI} = \sigma_{con} - \sigma_{l1} - \sigma_E \sigma_{peI}$	$\sigma_{peI} = \frac{N_{peI}}{A_0} + \frac{N_{peI} e_{peI}}{I_0} y_0$ $N_{peI} = (\sigma_{con} - \sigma_{l1}) A_p$	混凝土上边缘受拉伸长 下边缘受压缩短，构件产生反拱 混凝土下边缘压应力为 σ_{peI} 钢筋拉应力减小了 $\sigma_E \sigma_{peI}$
完成第二批损失		$\sigma_{peII} = \sigma_{con} - \sigma_{l1} - \sigma_E \sigma_{peII}$	$\sigma_{peII} = \frac{N_{peII}}{A_0} + \frac{N_{peII} e_{peII}}{I_0} y_0$ $N_{peII} = (\sigma_{con} - \sigma_{l1}) A_p$	混凝土下边缘压应力降低到 σ_{peII} 钢筋拉应力继续减小

续表

受力阶段	简图	钢筋应力 σ_p	混凝土应力 σ_{pc} (截面下边缘)	说明
加载至 $\sigma_{pc} = 0$		$\sigma_{con} - \sigma_l$	0	混凝土上边缘由拉变压 下边缘压应力减小到零 钢筋拉应力增加了 σ_l 构件反拱减小, 并略有挠度
使用阶段 加载至受拉区裂缝即将出现		$\sigma_{con} - \sigma_l + 2\alpha_E f_a$	f_a	混凝土上边缘压应力增加 下边缘拉应力增加了 $2\alpha_E f_a$ 构件挠度增加
加载至破坏		f_y	0	截面下部裂缝开展, 构件挠度剧增 钢筋拉应力增加到 f_y 混凝土上边缘压应力增加到 $\alpha_l f_c$

表 8-9 后张法预应力混凝土受弯构件各阶段的应力分析

受力阶段	简图	钢筋应力 σ_p	混凝土应力 σ_{pc} (截面下边缘)	说明
穿钢筋		0	0	
张拉钢筋		$\sigma_{con} - \sigma_{l2}$	$\sigma_{pc} = \frac{N_p}{A_n} + \frac{N_{p2} e_{pe2}}{I_n} y_a$ $N_p = (\sigma_{con} - \sigma_{l2}) A_p$	钢筋被拉长摩擦损失同时产生 钢筋拉应力比控制应力 σ_{con} 减小了 σ_{l2} 混凝土上边缘受拉伸长, 下边缘受压缩短构件产生反拱
完成第一批损失		$\sigma_{peI} = \sigma_{con} - \sigma_{l1}$	$\sigma_{peI} = \frac{N_{pI}}{A_n} + \frac{N_{pI} e_{peI}}{I_n} y_a$ $N_{pI} = (\sigma_{con} - \sigma_{l1}) A_p$	混凝土下边缘压应力减小到 σ_{peI} 钢筋拉应力减小了 σ_{l1}
完成第二批损失		$\sigma_{peII} = \sigma_{con} - \sigma_l$	$\sigma_{peII} = \frac{N_{pII}}{A_n} + \frac{N_{pII} e_{peII}}{I_n} y_a$ $N_{pII} = (\sigma_{con} - \sigma_l) A_p$	混凝土下边缘压应力降低到 σ_{peII} 钢筋拉应力继续减小

续表

受力阶段	简图	钢筋应力 σ_p	混凝土应力 σ_{pc} (截面下边缘)	说 明
加载至 $\sigma_{pc} = 0$		$(\sigma_{con} - \sigma_l) + a_E \sigma_{pcII}$	0	混凝土上边缘由拉变压 下边缘压应力减小到零 钢筋拉应力增加了 $a_E \sigma_{pcII}$ 构件反拱减少, 略有挠度
使用阶段 加载至 受拉区裂 缝即将出 现		$\sigma_{con} - \sigma_l + a_E \sigma_{pcII} + 2a_E f_{sk}$	f_{sk}	混凝土上边缘压应力增加, 下边缘拉应力到达 f_{sk} 钢筋拉应力增加了 $2a_E f_{sk}$ 构件挠度增加
加载至 破坏		f_{py}	0	截面下边缘裂缝开展、 构件挠度剧增 钢筋拉应力增加到 f_{py} 混凝土上边缘压应力增加 到 $a_E f_c$

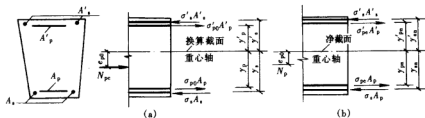
图 8-14 为配有预应力钢筋 A_p 、 A'_p 和非预应力钢筋 A_s 、 A'_s 的不对称截面受弯构件。

图 8-14 配有预应力钢筋和非预应力钢筋的预应力混凝土受弯构件截面

(a) 先张法构件; (b) 后张法构件

1. 施工阶段

(1) 先张法构件, 见图 8-14 (a)。公式如下

$$\sigma_{pc} = \frac{N_{p0}}{A_0} \pm \frac{N_{p0} e_{p0}}{I_0} y_0 \quad (8-62)$$

$$N_{p0} = \sigma_{p0} A_p + \sigma'_{p0} A'_p - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s \quad (8-63)$$

$$\sigma_{pc} = \sigma_{con} - \sigma_l - a_E \sigma_{pc} \quad (8-64)$$

$$\sigma'_{pc} = \sigma'_{con} - \sigma'_l - a_E \sigma'_{pc} \quad (8-65)$$

式中 σ_{pc} ——预应力混凝土受弯构件截面上混凝土的法向预应力, 正号为压应力, 负号为拉应力, N/mm^2 ;

σ_{pe} ——预应力混凝土受弯构件截面上预应力钢筋的应力, N/mm^2 ;

A_0 ——换算截面面积, mm^2 ;

I_0 ——换算截面惯性矩, mm^4 ;

y_0 ——换算截面重心至所计算纤维处的距离, mm ;

σ_{p0} 、 σ'_{p0} ——受拉区、受压区的预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋应力, N/mm^2 ;

(2) 后张法构件, 见图 8-14 (b)。公式如下

$$\sigma_{pe} = \frac{N_p}{A_n} \pm \frac{N_p e_{pn}}{I_n} y_n \quad (8-66)$$

$$N_p = \sigma_{pe} A_p + \sigma'_{pe} A'_p - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s \quad (8-67)$$

式中 A_n ——混凝土净截面面积, mm^2 ;

I_n ——净截面惯性矩, mm^4 ;

y_n ——净截面重心至所计算纤维处的距离, mm ;

σ_{pe} 、 σ'_{pe} ——受拉区、受压区预应力钢筋有效预应力, N/mm^2 。

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_l \quad (8-68)$$

$$\sigma'_{pe} = \sigma'_{con} - \sigma'_l \quad (8-69)$$

σ_{pe} 值, 正号为压应力, 负号为拉应力。

2. 使用阶段

(1) 加载至受拉边缘混凝土预压应力为零——在荷载作用下, 截面承受弯矩 M_0 , 则截面下边缘混凝土的法向拉应力为

$$\sigma = \frac{M_0}{W_0}$$

使这一拉应力抵消混凝土的预压应力 σ_{pe} , 则

$$M_0 = \sigma_{pe} W_0 \quad (8-70)$$

式中 M_0 ——由外荷载引起的恰好使截面受拉边缘混凝土预压应力为零时的弯矩, $\text{kN}\cdot\text{m}$;

W_0 ——换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩, $\text{kN}\cdot\text{m}$ 。

预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时, 受拉区及受压区预应力钢筋的应力 σ_{p0} 、 σ'_{p0} 分别为:

先张法构件

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_l - \alpha_E \sigma_{pcpII} + \alpha_E \frac{M_0}{W_0} \approx \sigma_{con} - \sigma_l \quad (8-71)$$

$$\sigma'_{p0} = \sigma'_{con} - \sigma'_l \quad (8-72)$$

后张法构件

$$\sigma_{p0} = \sigma_{con} - \sigma_l + \alpha_E \frac{M_0}{W_0} \approx \sigma_{con} - \sigma_l + \alpha_E \sigma_{pe} \quad (8-73)$$

$$\sigma'_{p0} = \sigma'_{con} - \sigma'_l + \alpha_E \sigma_{pe} \quad (8-74)$$

式中 σ_{cpII} —— M_0 作用下, 受拉区预应力钢筋合力处的混凝土法向应力, 可近似取等于混凝土截面下边缘的预压应力 σ_{pc} , N/mm^2 。

(2) 加载至受拉区裂缝即将出现——混凝土达到抗拉强度标准值 f_{tk} 时, 截面上受到的弯矩为 M_{cr} , 预应力混凝土受弯构件的开裂弯矩为

$$M_{\text{cr}} = M_0 + \overline{M_{\text{cr}}} = \sigma_{\text{pc}} W_0 + f_{\text{tk}} W_0 = (\sigma_{\text{pc}} + f_{\text{tk}}) W_0$$

$$\text{即} \quad \sigma = \frac{M_{\text{cr}}}{W_0} = \sigma_{\text{pc}} + f_{\text{tk}} \quad (8-75)$$

(3) 加载至破坏——受拉区混凝土退出工作, 拉力全部由钢筋承受。应力状态与普通钢筋混凝土受弯构件相似。

二、受弯构件使用阶段正截面承载力计算

1. 破坏阶段的截面应力状态

试验表明, 预应力混凝土受弯构件与普通钢筋混凝土受弯构件相似, 但在计算上有以下几点不同。

(1) 预应力混凝土构件相对界限受压高度 ξ_b 按下式计算

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{0.002}{\epsilon_{\text{cu}}} + \frac{f_{\text{py}} - \sigma_{\text{p0}}}{\epsilon_{\text{cu}} E_s}} \quad (8-76)$$

(2) 任意位置处纵向钢筋应力按下式计算:

预应力钢筋

$$\sigma_{\text{pi}} = E_s \epsilon_{\text{cu}} \left(\frac{\beta_1 h_{0i}}{x} - 1 \right) + \sigma_{\text{p0i}} \quad (8-77)$$

普通钢筋

$$\sigma_{\text{si}} = E_s \epsilon_{\text{cu}} \left(\frac{\beta_1 h_{0i}}{x} - 1 \right) \quad (8-78)$$

也可按下列近似公式计算:

预应力钢筋

$$\sigma_{\text{pi}} = \frac{f_{\text{py}} - \sigma_{\text{p0i}}}{\xi_b - \beta_1} \left(\frac{x}{h_{0i}} - \beta_1 \right) + \sigma_{\text{p0i}} \quad (8-79)$$

普通钢筋

$$\sigma_{\text{si}} = \frac{f_y}{\xi_b - \beta_1} \left(\frac{x}{h_{0i}} - \beta_1 \right) \quad (8-80)$$

式中 σ_{pi} 、 σ_{si} ——第 i 层纵向预应力钢筋、普通钢筋的应力, 正值代表拉应力、负值代表压应力, N/mm^2 ;

h_{0i} ——第 i 层纵向钢筋截面重心至截面受压边缘的距离, mm ;

x ——等效矩形应力图形的混凝土受压区高度, mm ;

σ_{p0i} ——第 i 层纵向预应力钢筋截面重心处混凝土法向应力等于零时预应力

钢筋的应力, N/mm^2 。

$$\sigma_{pi} - f'_{py} \leq \sigma_{pi} \leq f_{py} \quad (8-81)$$

当 σ_{pi} 为拉应力且其值大于 f_{py} 时, 取 $\sigma_{pi} = f_{py}$; 当 σ_{pi} 为压应力且其绝对值大于 $(\sigma_{pi} - f'_{py})$ 的绝对值时, 取 $\sigma_{pi} = \sigma_{pi} - f'_{py}$ 。

$$-f'_y \leq \sigma_{si} \leq f_y \quad (8-82)$$

当 σ_{si} 为拉应力且其值大于 f_y 时, 取 $\sigma_{si} = f_y$; 当 σ_{si} 为压应力且其绝对值大于 f'_y 时, 取 $\sigma_{si} = -f'_y$ 。

(3) 受压区预应力钢筋应力 σ'_{pe} 的计算。

先张法构件

$$\sigma'_{pe} = (\sigma'_{con} - \sigma'_l) - f'_{py} = \sigma'_{p0} - f'_{py} \quad (8-83)$$

后张法构件

$$\sigma'_{pe} = (\sigma'_{con} - \sigma'_l) + \alpha_E \sigma'_{xpyll} - f'_{py} = \sigma'_{p0} - f'_{py} \quad (8-84)$$

2. 正截面受弯承载力计算

如图 8-15 所示的矩形截面或翼缘位于受拉边的倒 T 形截面受弯构件, 其正截面受弯承载力计算基本公式为

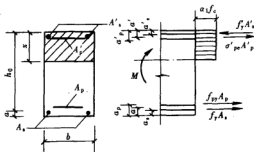


图 8-15 矩形截面受弯构件正截面承载力计算

$$\alpha_1 f_c b x = f_y A_s - f'_y A'_s + f_{py} A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p \quad (8-85)$$

$$M = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (8-86)$$

混凝土受压区高度应符合下列条件

$$x \leq \xi_b h_0 \quad (8-87)$$

$$x \geq 2a' \quad (8-88)$$

式中 M ——弯矩设计值, $\text{kN} \cdot \text{m}$;

A_s 、 A'_s ——受拉区、受压区纵向普通钢筋的截面面积, mm^2 ;

A_p 、 A'_p ——受拉区、受压区纵向预应力钢筋的截面面积, mm^2 ;

h_0 ——截面的有效高度, mm ;

b ——矩形截面的宽度或 T 形截面的腹板宽度, mm ;

α_1 ——系数;

a' ——受压钢筋合力点至受压区边缘的距离,当受压区未配置纵向预应力钢筋或受压区纵向预应力钢筋应力 $(\sigma'_{p0} - f'_{py})$ 为拉应力时,则式(8-88)中的 a' 用 a'_s 代替,mm;

a'_s 、 a'_p ——受压区纵向普通钢筋合力点、预应力钢筋合力点至受压区边缘的距离,mm。

三、受弯构件斜截面受剪承载力计算

当配有箍筋和预应力弯起钢筋时,其斜截面受剪承载力按下列公式计算

$$V \leq V_{cs} + V_p + 0.8f_y A_{sb} \sin \alpha_s + 0.8f_{py} A_{pb} \sin \alpha_p \quad (8-89)$$

$$V_{cs} = 0.7f_t b h_0 + 1.25f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (8-90)$$

$$V_p = 0.05 N_{p0} \quad (8-91)$$

式中 V ——配置弯起钢筋处的剪力设计值,kN;

V_{cs} ——构件斜截面上混凝土和箍筋的受剪承载力设计值,kN;

V_p ——由预加力所提高的构件受剪承载力设计值,在计算 N_{p0} 时不考虑预应力弯起钢筋的作用,kN;

N_{p0} ——计算截面上混凝土法向预应力等于零时的纵向预应力钢筋及非预应力钢筋的合力,按式(8-63)、式(8-67)计算,当 $N_{p0} > 0.3f_c A_0$ 时,取 $N_{p0} = 0.3f_c A_0$,kN;

A_{sb} 、 A_{pb} ——同一弯起平面内非预应力弯起钢筋、预应力弯起钢筋的截面面积,mm²;

α_s 、 α_p ——斜截面上非预应力弯起钢筋、预应力弯起钢筋的切线与构件纵向轴线的夹角,°。

四、使用阶段正截面裂缝验算

在轴心受拉构件中所给出的抗裂要求,适用于所有预应力混凝土构件。

在使用阶段允许出现裂缝的预应力混凝土构件,其最大裂缝宽度 ω_{max} 按式(8-46)计算,但此时取 $\alpha_{cr} = 1.7$; $A_{te} = 0.5bh + (b_f - b)h_f$;按荷载标准组合计算的预应力混凝土构件纵向受拉钢筋的等效应力为

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k - N_{p0}(z - e_p)}{(A_p + A_s)z} \quad (8-92)$$

$$z = \left[0.87 - 0.12(1 - \gamma'_f) \left(\frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0 \quad (8-93)$$

$$e = \frac{M_k}{N_{p0}} + e_p \quad (8-94)$$

式中 z ——受拉区纵向预应力钢筋和非预应力钢筋合力点至截面受压区压力合力点的距离,mm;

γ'_f ——受压翼缘截面面积与腹板有效截面面积的比值;

e_p ——混凝土法向预应力等于零时,全部纵向预应力和非预应力钢筋合力 N_{p0} 的作用点至受拉区纵向预应力和非预应力受拉钢筋合力点的距离,mm;

M_k ——按荷载标准组合计算的弯矩值, $\text{kN}\cdot\text{m}$ 。

五、使用阶段斜截面抗裂度验算

《混凝土规范》规定预应力混凝土受弯构件应分别对截面上的主拉应力和主压应力进行验算。

1. 混凝土主拉应力

(1) 一级——严格要求不出现裂缝的构件, 应符合下列规定

$$\sigma_{tp} \leq 0.85f_{tk} \quad (8-95)$$

(2) 二级——一般要求不出现裂缝的构件, 应符合下列规定

$$\sigma_{tp} \leq 0.95f_{tk} \quad (8-96)$$

2. 混凝土主压应力

对严格要求和一般要求不出现裂缝的构件, 均应符合下列规定

$$\sigma_{cp} \leq 0.6f_{tk} \quad (8-97)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x \\ \sigma_y \end{aligned} \right\} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau^2} \quad (8-98)$$

$$\sigma_x = \sigma_{pc} + \frac{M_k y_0}{I_0} \quad (8-99)$$

$$\sigma_y = \frac{0.6F_k}{bh} \quad (8-100)$$

$$\tau = \frac{(V_k - \sum \sigma_{pe} A_{pe} \sin \alpha_p) S_0}{b I_0} \quad (8-101)$$

式中 σ_{tp} 、 σ_{cp} ——混凝土的主拉应力和主压应力, N/mm^2 ;

σ_x ——由预应力和弯矩值 M_k 在计算纤维处产生的混凝土法向应力, N/mm^2 ;

σ_y ——由集中荷载标准值 F_k 产生的混凝土竖向压应力, N/mm^2 ;

τ ——由剪力值 V_k 和预应力弯起钢筋的预加力在计算纤维处产生的混凝土剪应力, N/mm^2 ;

V_k ——按荷载标准组合计算的剪力值, kN ;

σ_{pe} ——预应力弯起钢筋的有效预应力, N/mm^2 ;

S_0 ——计算纤维以上部分的换算截面面积对构件换算截面重心的面积矩, mm^3 ;

σ_{pc} ——扣除全部预应力损失后, 在计算纤维处由预加力产生的混凝土法向应力, 按式 (8-62)、式 (8-66) 计算, N/mm^2 ;

y_0 ——换算截面重心至所计算纤维处的距离, mm ;

I_0 ——换算截面惯性矩, mm^4 ;

A_{pe} ——计算截面上同一弯起平面内的预应力弯起钢筋的截面面积, mm^2 ;

α_p ——计算截面上预应力弯起钢筋的切线与构件纵向轴线的夹角, $^\circ$ 。

六、使用阶段的变形验算

预应力受弯构件的挠度由两部分叠加而成：①由荷载产生的挠度 f_{11} ；②由预加应力产生的反拱 f_{21} 。

1. 荷载作用下构件的挠度 f_{11}

可按一般材料力学的方法计算。

(1) 在荷载效应标准组合下的短期刚度，可按下列公式计算：

要求不出现裂缝的构件

$$B_s = 0.85 E_c I_0 \quad (8-102)$$

允许出现裂缝的构件

$$B_s = \frac{0.85 E_c I_0}{K_{cr} + (1 - K_{cr}) \omega} \quad (8-103)$$

$$K_{cr} = \frac{M_{cr}}{M_k} \quad (8-104)$$

$$\omega = \left(1 + \frac{0.21}{\alpha_E \rho} \right) (1 + 0.45 \gamma_l) - 0.7 \quad (8-105)$$

$$M_{cr} = (\sigma_{pcII} + \gamma f_{tk}) W_0 \quad (8-106)$$

$$\gamma_l = \frac{(b_f - b) h_f}{bh_0} \quad (8-107)$$

式中 I_0 ——换算截面惯性矩， mm^4 ；

K_{cr} ——预应力混凝土受弯构件正截面的开裂弯矩 M_{cr} 与弯矩 M_k 的比值，当 $K_{cr} > 1.0$ 时，取 $K_{cr} = 1.0$ ；

γ ——混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数；

σ_{pcII} ——扣除全部预应力损失后，由预加力在抗裂验算边缘产生的混凝土预压应力， N/mm^2 ；

α_E ——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值， $\alpha_E = \frac{E_s}{E_c}$ ；

ρ ——纵向受拉钢筋配筋率， $\rho = \frac{A_p + A_s}{bh_0}$ ；

γ_l ——受拉翼缘面积与腹板有效截面面积的比值；

b_f 、 h_f ——受拉区翼缘的宽度、高度， mm 。

对预压时预拉区出现裂缝的构件， B_s 应降低 10%。

(2) 按荷载效应的标准组合下的长期刚度，计算同普通钢筋混凝土受弯构件，其中 B_s 按式 (8-102) 或式 (8-103) 计算。

2. 预加应力产生的反拱 f_{21}

预应力混凝土构件产生的反拱 f_{21} ，其值可按结构力学公式计算，即按两端有弯矩（等于 $N_p e_p$ ）作用的简支梁计算，公式为

$$f_{2l} = \frac{N_p e_p l^2}{8B} \quad (8-108)$$

式中的 N_p 、 e_p 及 B 等按不同的情况取用不同的数值。

荷载标准组合时按 $B_s = 0.85 E_c I_0$ 计算, 预加应力长期影响下按 $B = 0.425 E_c I_0$ 计算。

七、施工阶段的验算

《混凝土规范》规定预应力混凝土结构构件的施工阶段, 除进行承载力极限状态验算外, 还应进行下列验算。

(1) 对不允许出现裂缝的构件或预压时全截面受压的构件, 在预加力、自重及施工荷载作用下 (必要时应考虑动力系数), 截面边缘的混凝土法向应力应符合下列规定 (见图 8-16)

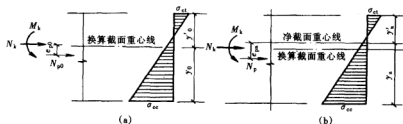


图 8-16 预应力混凝土构件施工阶段验算

(a) 先张法构件; (b) 后张法构件

$$\sigma_{st} \leq f'_{tk} \quad (8-109)$$

$$\sigma_{sc} \leq 0.8 f'_{ck} \quad (8-110)$$

式中 σ_{st} 、 σ_{sc} ——相应施工阶段计算截面边缘纤维的混凝土拉应力的压应力;

f'_{tk} 、 f'_{ck} ——与各施工阶段混凝土立方体抗压强度 f'_{cu} 相应的抗拉强度标准值、抗压强度标准值。

截面边缘的混凝土法向应力 σ_{st} 、 σ_{sc} 可按下式计算

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{sc} \\ \sigma_{st} \end{aligned} \right\} = \sigma_{pc} + \frac{N_k}{A_0} \pm \frac{M_k}{W_0} \quad (8-111)$$

式中 N_k 、 M_k ——构件自重及施工荷载的标准组合在计算截面产生的轴向力值、弯矩值;

W_0 ——验算边缘的换算截面弹性抵抗矩。

(2) 对预拉区允许出现裂缝而在预拉区不配置纵向预应力钢筋的构件, 截面边缘的混凝土法向应力应符合下列条件

$$\sigma_{st} \leq 2.0 f'_{tk} \quad (8-112)$$

$$\sigma_{sc} \leq 0.8 f'_{ck} \quad (8-113)$$

第八节 预应力混凝土构件的构造要求

(1) 当先张法预应力钢丝按单根方式配筋困难时,可采用相同直径钢丝并筋的配筋方式。并筋的等效直径,对双并筋应取为单筋直径的1.4倍,对三并筋应取为单筋直径的1.7倍。并筋的保护层厚度、锚固长度、预应力传递长度及正常使用极限状态验算均应按等效直径考虑。(当预应力钢绞线、热处理钢筋采用并筋方式时,应有可靠的构造措施。)

(2) 先张法预应力钢筋之间的净间距应根据浇筑混凝土、施加预应力及钢筋锚固等要求确定。

(3) 对先张法预应力混凝土构件,预应力钢筋端部周围的混凝土应采取相应加强措施。

(4) 对预应力钢筋在构件端部全部弯起的受弯构件或直线配筋的先张法构件,当构件端部与下部支承结构焊接时,应考虑混凝土收缩、徐变及温度变化所产生的不利影响,宜在构件端部可能产生裂缝的部位设置足够的非预应力纵向构造钢筋。

(5) 后张法预应力钢筋所用锚具的形式和质量应符合国家现行有关标准的规定。

(6) 后张法预应力钢丝束、钢绞线束的预留孔道应符合下列规定:

1) 对预制构件,孔道之间的水平净间距不宜小于50mm;孔道至构件边缘的净间距不宜小于30mm,且不宜小于孔道直径的一半。

2) 在框架梁中,预留孔道在竖直方向的净间距不应小于孔道外径,水平方向的净间距不应小于1.5倍孔道外径;从孔壁算起的混凝土保护层厚度,梁底不宜小于50mm,梁侧不宜小于40mm。

3) 预留孔道的内径应比预应力钢丝束或钢绞线束外径及需穿过孔道的连接器外径大10~15mm。

4) 在构件两端及跨中应设置灌浆或排气孔,其孔距不宜大于12m。

5) 凡制作时需要预先起拱的构件,预留孔道宜随构件同时起拱。

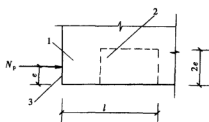


图8-17 防止沿孔道劈裂的配筋范围

1—局部受压间接钢筋配置区; 2—附加配筋区;

3—构件端部

(7) 在局部受压间接钢筋配置区以外,在构件端部长度 l 不小于 $3e$ (e 为截面重心线上部或下部预应力钢筋的合力点至邻近边缘的距离),但不大于 $1.2h$ (h 为构件端部截面高度),高度为 $2e$ 的附加配筋区范围内,应均匀配置附加箍筋或网片,其体积配筋率不应小于0.5% (见图8-17)。

(8) 在后张法预应力混凝土构件端部宜按下列规定布置钢筋:

1) 宜将一部分预应力钢筋在靠近支座处弯起,弯起的预应力钢筋宜沿构件端部均匀布置。

2) 当构件端部预应力钢筋需集中布置在截面下部或集中布置在上部和下部时,应在构件端部 $0.2h$ (h 为构件端部截面高度)范围内设置附加竖向焊接钢筋网、封闭式箍筋或其他形式的构造钢筋。

3) 附加竖向钢筋宜采用带肋钢筋, 其截面面积应符合相应要求。

(9) 当构件在端部有局部凹进时, 应增设折线构造钢筋 (见图 8-18) 或其他有效的构造钢筋。

(10) 后张法预应力混凝土构件中, 曲线预应力钢丝束、钢绞线束的曲率半径不宜小于 $4m$; 对折线配筋的构件, 在预应力钢筋弯折处的曲率半径可适当减小。

(11) 在后张法预应力混凝土构件的预拉区和预压区中, 应设置纵向非预应力构造钢筋; 在预应力钢筋弯折处, 应加密箍筋或沿弯折处内侧设置钢筋网片。

(12) 构件端部尺寸应考虑锚具的布置、张拉设备的尺寸和局部受压的要求, 必要时应适当加大。

对外露金属锚具, 应采取可靠的防锈措施。

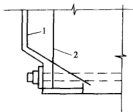


图 8-18 端部转折处构造

1—折线构造钢筋;

2—竖向构造钢筋

第九节 部分预应力混凝土与无粘结预应力混凝土

一、部分预应力混凝土

在使用荷载作用下, 截面上混凝土不允许出现拉应力的构件, 为全预应力混凝土; 允许出现裂缝, 但最大裂缝宽度不超过允许值的构件, 为部分预应力混凝土。

部分预应力混凝土的特点有:

- (1) 可合理控制裂缝与变形, 节约钢材;
- (2) 可控制反拱值不致过大;
- (3) 延性较好;
- (4) 计算较复杂。

对允许开裂或是永久荷载较小、可变荷载较大, 且持续作用值较小的构件应设计为部分预应力混凝土。

二、无粘结预应力混凝土

前述的预应力混凝土构件中, 预应力钢筋与混凝土之间是有粘结的, 而无粘结预应力混凝土构件是指预应力钢筋与混凝土之间不存在粘结的预应力混凝土构件。

无粘结预应力钢筋一般由钢绞线、高强度钢丝或粗钢筋外涂防腐油脂并设外包层组成。施工时, 将无粘结预应力钢筋埋设在混凝土中, 混凝土结硬后进行张拉和锚固, 因钢筋和混凝土之间有涂层和外包层隔离, 所以两者之间能产生相对滑移。在无粘结预应力混凝土中, 预应力筋完全靠锚具锚固, 所以对锚具要求较高。

无粘结预应力混凝土可分为两类:

- (1) 受力主筋全部采用无粘结预应力钢筋, 为纯无粘结预应力混凝土构件。
- (2) 受力主筋既采用无粘结预应力钢筋, 也采用有粘结非预应力钢筋, 称为混合配筋无粘结部分预应力混凝土构件。

【例 8-1】 18m 长预应力混凝土屋架下弦杆截面尺寸为 $260\text{mm} \times 180\text{mm}$ ，采用后张法，一端张拉，JM12 锚具，孔道为充压橡皮管抽芯成型，构件端部构造见图 8-19。屋架下弦杆在永久荷载标准值作用下的轴向拉力 $N_k = 480\text{kN}$ ，在可变荷载标准值作用下的轴向拉力 $N_k = 210\text{kN}$ ，可变荷载的准永久值系数为 0.5，结构重要性系数 $\gamma_0 = 1.1$ 。试设计屋架下弦。

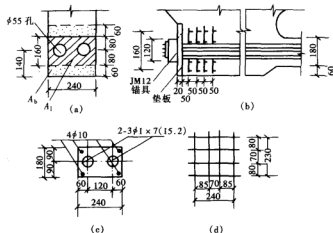


图 8-19 屋架下弦

(a) 受压面积图；(b) 下弦端节点；(c) 下弦截面配筋；(d) 钢筋网片

解 步骤如下。

1. 选择材料

(1) 混凝土：采用 C60， $f_c = 27.5\text{N/mm}^2$ ， $f_t = 2.04\text{N/mm}^2$ ， $f_{tk} = 2.85\text{N/mm}^2$ ， $E_c = 3.6 \times 10^4\text{N/mm}^2$ ， $f_{ck} = 38.5\text{N/mm}^2$ 。

(2) 预应力钢筋：采用 7 股钢绞线， $f_{py} = 1320\text{N/mm}^2$ ， $f_{ptk} = 1860\text{N/mm}^2$ ， $E_s = 1.95 \times 10^5\text{N/mm}^2$ 。

(3) 非预应力钢筋：采用 HPB235 钢筋， $f_y = 210\text{N/mm}^2$ ， $f_{yk} = 235\text{N/mm}^2$ ， $E_s = 2.1 \times 10^5\text{N/mm}^2$ 。

2. 使用阶段承载力计算

(1) 确定非预应力钢筋截面面积。根据构造要求设 $4\Phi 10$ ，布置在截面四角。

(2) 计算预应力钢筋截面面积。

由式 (8-39) 得

$$A_p = \frac{r_0 N - f_y A_s}{f_{py}} = \frac{1.1 \times (1.2 \times 480 \times 10^3 + 1.4 \times 210 \times 10^3) - 210 \times 314}{1320} = 675\text{mm}^2$$

采用两束 $3\Phi 1 \times 7$ ， $d = 15.2\text{mm}$ ($A_p = 834\text{mm}^2$)。

3. 使用阶段抗裂度验算

(1) 截面几何特征。

预应力

$$\alpha_{E1} = \frac{E_s}{E_c} = \frac{1.95 \times 10^5}{3.6 \times 10^4} = 5.42$$

非预应力

$$\alpha_{E2} = \frac{2.1 \times 10^5}{3.6 \times 10^4} = 5.83$$

$$A_n = A_c + \alpha_{E2} A_s = 260 \times 180 - 2 \times \frac{\pi}{4} \times 55^2 - 314 + 5.83 \times 314 = 43567 \text{ mm}^2$$

$$A_0 = A_n + \alpha_{E1} A_p = 43567 + 5.42 \times 834 = 48087 \text{ mm}^2$$

(2) 确定张拉控制应力 σ_{con} 。

$$\sigma_{con} = 0.75 f_{pk} = 0.75 \times 1860 = 1395 \text{ N/mm}^2$$

(3) 计算预应力损失。

1) 锚具变形损失 σ_{l1} 。由表 8-2 得 $\alpha = 5 \text{ mm}$, 则

$$\sigma_{l1} = \frac{\alpha}{l} E_s = \frac{5}{18000} \times 1.95 \times 10^5 = 54.17 \text{ N/mm}^2$$

2) 孔道摩擦损失 σ_{l2} 。按锚固端计算, 故 $x = l = 18 \text{ m}$ 。

由表 8-3 得 $k = 0.0014$, $\mu = 0.55$, $\theta = 0$, 则

$$\sigma_{l2} = \sigma_{con} \left(1 - \frac{1}{e^{kx + \theta}} \right) = 1395 \left(1 - \frac{1}{e^{0.0014 \times 18}} \right) = 35.35 \text{ N/mm}^2$$

则第一批损失为

$$\sigma_{l1} = \sigma_{l1} + \sigma_{l2} = 54.17 + 35.35 = 89.52 \text{ N/mm}^2$$

3) 预应力钢筋的应力松弛损失。

$$\begin{aligned} \sigma_{l4} &= 0.2 \left(\frac{\sigma_{con}}{f_{pk}} - 0.575 \right) \sigma_{con} \\ &= 0.2 \left(\frac{1395}{1860} - 0.575 \right) \times 1395 = 48.83 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

4) 混凝土的收缩和徐变损失 σ_{l5} 。

$$\sigma_{pe1} = \frac{(\sigma_{con} - \sigma_{l1}) A_p}{A_n} = \frac{(1395 - 89.52) \times 834}{43567} = 24.99 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{pe1}}{f'_{cu}} = \frac{24.99}{60} = 0.42 < 0.5$$

$$\rho = \frac{A_p + A_s}{A_n} = \frac{834 + 314}{43567} = 0.026$$

$$\sigma_{l5} = \frac{35 + 280 \frac{\sigma_{pe}}{f'_{cu}}}{1 + 15\rho} = \frac{35 + 280 \times 0.42}{1 + 15 \times 0.026} = 110 \text{ N/mm}^2$$

第二批损失为

$$\sigma_{l11} = \sigma_{l4} + \sigma_{l5} = 48.83 + 110 = 158.83 \text{ N/mm}^2$$

总损失值为

$$\sigma_l = \sigma_{l1} + \sigma_{l11} = 89.52 + 158.83 = 248.35 \text{ N/mm}^2 > 80 \text{ N/mm}^2$$

(4) 验算抗裂度。

计算混凝土有效预压应力为

$$\sigma_{peII} = \frac{(\sigma_{con} - \sigma_l) A_p}{A_n} = \frac{(1395 - 248.35) \times 834}{43567} = 21.95 \text{ N/mm}^2$$

在荷载标准组合下

$$N_k = 480 + 210 = 690 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ck} = \frac{N_k}{A_0} = \frac{690 \times 10^3}{48087} = 14.35 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ck} - \sigma_{peII} = 14.35 - 21.95 = -7.6 < 0 < f_{tk}$$

满足要求。

在荷载准永久组合下

$$N_{eq} = 480 + 0.5 \times 210 = 585 \text{ kN}$$

$$\sigma_{eq} = \frac{N_{eq}}{A_0} = \frac{585 \times 10^3}{48087} = 12.17 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{eq} - \sigma_{peII} = 12.17 - 21.95 = -9.78 < 0$$

满足要求。

4. 施工阶段验算

最大张拉力为

$$N_p = \sigma_{con} \times A_p = 1395 \times 834 = 1163430 \text{ N} = 1163.4 \text{ kN}$$

截面上混凝土压应力

$$\sigma_{cc} = \frac{N_p}{A_n} = \frac{1163.4 \times 10^3}{43567} = 26.7 \text{ N/mm}^2 < 0.8 f'_{ck} = 0.8 \times 38.5 = 30.8 \text{ N/mm}^2$$

满足要求。

5. 锚具下局部受压验算

(1) 端部受压区截面尺寸验算。

局部受压面积

$$A_1 = 260 \times (120 + 2 \times 20) = 41600 \text{ mm}^2$$

局部受压计算底面积

$$A_b = 260 \times (160 + 2 \times 60) = 72800 \text{ mm}^2$$

混凝土局部受压净面积

$$A_{ln} = 41600 - 2 \times \frac{\pi}{4} \times 55^2 = 36850.75 \text{ mm}^2$$

$$\beta_1 = \sqrt{\frac{A_b}{A_1}} = \sqrt{\frac{72800}{41600}} = 1.323$$

内插求得当 $f_{ck} = 60 \text{ N/mm}^2$ 时, $\beta_c = 0.933$ 。

$$F_1 = 1.2 \sigma_{con} A_p = 1.2 \times 1395 \times 834 = 1396116 \text{ N} \approx 1396.1 \text{ kN} < 1.35 \beta_c \beta_1 f_c A_{ln} = 1.35 \times 0.933 \times$$

$$1.323 \times 27.5 \times 36850.75 = 1688706.9\text{N} \approx 1688.7\text{kN}$$

满足要求。

(2) 局部受压承载力计算。

间接钢筋采用 4 片 $\Phi 6$ 方格焊接网片, 见图 8-19 (b), 间距 $s = 50\text{mm}$, 网片尺寸见图 8-19 (d)。

$$A_1 = 41600\text{mm}^2 < A_{\text{cor}} = 240 \times 230 = 55200\text{mm}^2 < A_b = 72800\text{mm}^2$$

$$\beta_{\text{cor}} = \sqrt{\frac{A_{\text{cor}}}{A_1}} = \sqrt{\frac{55200}{41600}} = 1.152$$

间接钢筋的体积配筋率

$$\rho_v = \frac{n_1 A_{s1} l_1 + n_2 A_{s2} l_2}{A_{\text{cor}} s} = \frac{4 \times 28.3 \times 240 + 4 \times 28.3 \times 230}{55200 \times 50} = 0.0193$$

内插求得, C60, $\alpha = 0.917$ 。

由式 (8-58) 得

$$\begin{aligned} & 0.9 (\beta_c \beta_{f_c} + 2\alpha \rho_v \beta_{\text{cor}} f_y) A_{1b} \\ &= 0.9 \times (0.933 \times 1.323 \times 27.5 + 2 \times 0.917 \times 0.0193 \times 1.152 \times 210) \times 36850.75 \\ &= 1409803.9\text{N} \approx 1409.8\text{kN} > F_1 = 1396.1\text{kN} \end{aligned}$$

本章小结

(1) 在构件承受荷载作用以前, 预先对受拉区的混凝土施加压应力的构件, 就称为预应力混凝土构件。预应力混凝土构件的优点是: 可延缓混凝土构件的开裂, 提高构件的抗裂度和刚度, 克服普通钢筋混凝土这方面的缺点; 可充分发挥高强度材料的作用, 使高强度钢筋在混凝土构件中得到广泛应用; 可提高构件的耐久性。

(2) 根据张拉钢筋与浇筑混凝土的先后次序的不同, 可分为先张法和后张法。先张法构件的预应力是靠钢筋与混凝土之间的粘结力来传递的, 适合于生产中、小型预应力构件; 后张法构件的预应力是靠钢筋端部的锚具来传递的, 适合于大型预应力混凝土构件。

(3) 张拉控制应力值的大小与施加预应力的方法、预应力钢筋的钢种有关。由于张拉工艺和材料性能等原因, 从张拉钢筋开始直至构件使用的整个过程中, 预应力筋的张拉控制应力值在不断降低, 混凝土的预压应力也逐渐下降, 即发生“预应力损失”。

预应力损失共有六种。这些应力损失, 有的只发生在先张法构件中, 有的只发生在后张法构件中, 有的两种构件均有, 所以预应力构件在各阶段的预应力损失值应按相关规定进行组合。

预应力损失对预应力混凝土构件产生较大有害影响, 在设计和施工中应采取有效措施以减少预应力损失值。

(4) 预应力混凝土的应力分析是掌握预应力混凝土构件设计的基础。轴心受拉构件各阶段的应力变化见表 8-5、表 8-6。

(5) 预应力混凝土轴心受拉构件的计算, 分为使用阶段的计算和施工阶段的验算。使用

阶段的计算包括承载力计算、抗裂度验算及裂缝宽度验算；施工阶段的验算包括张拉（放松）预应力钢筋时构件的承载力验算和构件端部锚固区的局部受压承载力的验算。

(6) 预应力混凝土受弯构件各阶段的应力变化见表 8-8、表 8-9。

(7) 预应力混凝土受弯构件的计算，也分为使用阶段的计算和施工阶段的验算。其内容包括承载力计算、抗裂度验算和变形验算，及构件端部锚固区的局部受压承载力的验算。

(8) 预应力混凝土构件的构造要求是保证构件设计付诸实现的重要措施，应予以注意。

(9) 在使用荷载作用下，截面上的混凝土不允许出现拉应力的构件为全预应力混凝土；允许出现裂缝，但最大裂缝宽度不超过允许值的构件，为部分预应力混凝土；预应力钢筋与混凝土之间不存在粘结的预应力混凝土构件，为无粘结预应力混凝土构件。

思考题

1. 什么是预应力混凝土构件？预应力混凝土结构的优缺点是什么？
2. 预应力混凝土构件对所选用的材料有何要求？
3. 什么是张拉控制应力？为什么张拉控制应力的取值不宜过高或过低？为何先张法构件的张拉控制应力略高于后张法？
4. 预应力损失有哪些？如何减少各预应力损失？
5. 先张法和后张法各项预应力损失如何进行组合？
6. 试述先张法、后张法预应力轴心受拉构件在施工阶段、使用阶段的应力变化过程及应力值计算。
7. 后张法预应力混凝土构件，为什么要控制局部受压区的截面尺寸？
8. 对预应力混凝土结构有哪些构造要求？
9. 什么是部分预应力混凝土结构？有什么特点？
10. 什么是无粘结预应力混凝土构件？

第九章

梁、板结构设计

本章提要

对于现浇整体式单向板肋形楼盖,要求熟练掌握其内力按弹性理论及考虑塑性内力重分布的计算方法;建立折算荷载、塑性铰、内力重分布、弯矩调幅等概念;深入了解连续梁、板截面设计特点及配筋构造要求。对于现浇整体式双向板肋形楼盖,要求了解其静力工作特点;掌握内力按弹性理论计算的近似方法;熟悉这种楼盖结构截面设计和构造要求。对于装配式楼盖,要求了解预制梁板的形式、掌握其结构布置和连接及内力计算要点。

第一节 整体式单向板肋形楼盖

一、概述

混凝土梁板结构如楼盖、屋盖、阳台、雨篷、楼梯等,在建筑中应用十分广泛。按施工方法,可分为现浇式、装配式和装配整体式。现浇楼盖的刚度大,整体性好,抗震冲击性能好,对不规则平面的适应性强,开洞方便。缺点是模板消耗量大,施工工期长。我国《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程》规定:在高层建筑中,楼板宜现浇;对抗震设防的建筑,当高度大于50m时,楼盖应采用现浇;当高度不大于50m时,在顶层、刚性过渡层和平面复杂或开洞过多的楼层,也应采用现浇楼盖。

在建筑结构中,混凝土楼盖的造价约占土建总造价的20%~30%;在钢筋混凝土高层建筑中,混凝土楼盖的自重约占总自重的50%~60%,因此降低楼盖的造价和自重对整个建筑物来讲是至关重要的。减小混凝土楼盖的结构设计高度,可降低建筑层高,对建筑工程具有很大的经济意义。混凝土楼盖设计对于建筑隔声、隔热和美观等建筑效果有直接影响,对保证建筑物的承载力、刚度、耐久性,以及提高抗风、抗震性能等也有重要的作用。

整体式肋形楼盖由板、次梁、主梁组成,三者整体相连。肋形楼盖板的四边一般都有支承,板上的荷载通过双向受弯传到支座上,但当板的长边比其短边长得多时,板上的荷载主要是沿短边方向传递到支承构件上,而沿长边方向传递的荷载则很少,可以略去不计。对于主要沿短跨受弯的板,受力钢筋将沿短边方向布置,在垂直于短边方向只布置按构造要求设置的构造钢筋,称为单向板,也叫梁式板。当 $l_2/l_1 \leq 2$ 时,板在两个方向的弯曲均不可忽略,板双向受弯,板上的荷载沿两个方向传到梁上,这种板叫双向板;当长边 l_2 与短边 l_1 之比 $2 < l_2/l_1 < 3$ 时,宜按双向板计算,当按沿短边方向受力的单向板计算时,应沿长边方

向布置足够数量的构造钢筋；当长边 l_2 与短边 l_1 之比 $l_2/l_1 \geq 3$ 时，沿 l_2 传递的荷载很小，因此按单向板计算。

单向板肋形楼盖构造简单，施工方便，是整体式楼盖结构中最常用的形式。由于板、次梁和主梁为整体浇筑，所以一般是多跨连续的超静定结构，这是整体式单向板肋形楼盖的主要特点。

柱网和梁格的合理布置对楼盖的适用、经济以及设计和施工都有重要的意义。梁格应尽可能布置得统一、规整，减少梁、板跨度的变化，梁、板截面尺寸要尽量统一，以简化设计，方便施工。

单向板肋形楼盖的设计步骤为：①结构平面布置，确定板厚和主、次梁的截面尺寸；②确定板和主、次梁的计算简图；③荷载及内力计算；④截面承载力计算，配筋及构造，对跨度大、荷载大或情况特殊的梁、板还需进行变形和裂缝的验算；⑤绘施工图。

二、结构平面布置

在肋形楼盖中，结构布置包括柱网、承重墙、梁格和板的布置，其要点如下：

(1) 承重墙、柱网和梁格布置应满足建筑使用要求，柱网尺寸宜尽可能大，内柱尽可能少设。

(2) 使结构布置得尽可能合理、经济，它可从以下几方面体现：

1) 由于墙柱间距和柱网尺寸决定着主梁和次梁的跨度，因此，它们的间距不宜过大，根据设计经验，主梁的跨度一般为 5~8m，次梁为 4~6m。

2) 梁格布置力求规整，梁系尽可能连续贯通，板厚和梁的截面尺寸尽可能统一。在较大孔洞的四周、非轻质隔墙下和较重的设备下应设置梁，避免楼板直接承受集中荷载。

3) 由于板的混凝土用量占整个楼盖的 50%~70%，因此，应使板厚尽可能接近构造要求的最小板厚：工业楼面为 80mm，民用楼面为 70mm，屋面为 60mm。此外，按刚度要求，板厚还应不小于其跨长的 $1/40$ 。板的跨长即次梁的间距一般为 1.7~2.7m，常用跨长为 2m 左右。

4) 为增强房屋横向刚度，主梁一般沿房屋横向布置（见图 9-1），并与柱构成平面内框架或平面框架，这样可使整个结构具有较大的侧向刚度。各榀内框架或框架与纵向次梁或连系梁形成空间结构，因此房屋整体刚度较好。此外，由于主梁与外墙面垂直，窗扇高度可较大，对室内采光有利，但室内净空一般有所减少。对于地基较差的狭长房屋，也可沿纵向布置主梁。对于有中间走廊的房屋，常可利用内纵墙承重。

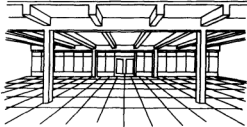


图 9-1 混凝土梁板结构

在混合结构中，对于横向布置的结构方案，主梁只能布置在钢筋混凝土柱和带壁柱的窗间墙上。次梁也应避免布置在门窗洞口上，否则，应增设钢筋混凝土过梁。

三、结构内力计算

结构布置确定后，即可对梁板编号。荷载、几何尺寸和支承情况相同的构件可

编相同的号。然后对不同编号的构件(梁、板)进行结构内力计算。

楼盖结构构件(梁、板)的内力计算方法有两种:一种是假定钢筋混凝土梁板为匀质弹性体,按结构力学的方法计算,简称为按弹性理论的计算方法;另一种是考虑钢筋混凝土塑性性质,按塑性理论的计算方法,对连续梁、板通常称为考虑塑性内力重分布的计算方法。但下列情况按弹性理论的计算方法:①直接承受动态荷载作用的结构;②要求不出现裂缝的结构构件,如《混凝土规范》规定的裂缝控制等级为一级或二级的结构。此外,对于负温条件下工作的结构也不应考虑塑性内力重分布。

(一) 计算简图

在内力分析之前,应按照尽可能符合结构实际受力情况和简化计算的原则,确定结构构件的计算简图,其内容包括确定支承条件、计算跨度和跨数、荷载分布及其大小。

1. 支承条件

如图9-2(b)所示的混合结构,楼盖四周为砖墙承重;梁(板)的支承条件比较明确,可按铰支(或简支)考虑。但是,对于与柱现浇整体的肋形楼盖,梁(板)的支承条件与梁柱之间的相对刚度有关,情况比较复杂。因此,应按下述原则确定计算简图,以减少因简图引起内力计算的误差。

对于支承在钢筋混凝土柱上的主梁,其支承条件应根据梁柱抗弯刚度比而定。计算表

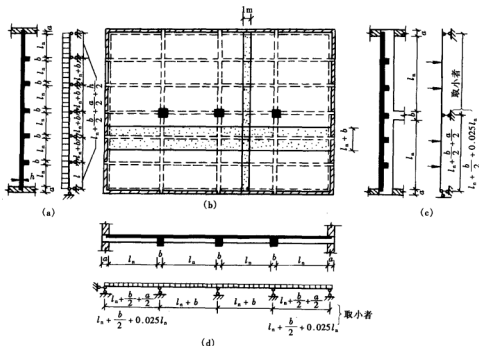


图9-2 单向板肋形楼盖的计算简图

(a) 板计算简图; (b) 楼盖结构平面; (c) 主梁计算简图; (d) 次梁计算简图

明,如果主梁与柱的线刚度比大于3,可将主梁视为铰支于柱上的连续梁计算,见图9-2(d)。否则,应按弹性嵌固于柱上的框架梁计算。

对于支承在次梁上的板(或支承于主梁上的次梁)可忽略次梁(或主梁)的弯曲变形(挠度),且不考虑支承处节点的刚性和支承宽度,将其支座视为不动铰支座,按连续板(或梁)计算,见图9-2(a)、(d),由此引起的误差将在计算荷载和内力时加以调整。

2. 计算跨度和跨数

梁、板的计算跨度 l_0 是指在计算内力时所采用的跨长,也就是简图中支座反力之间的距离,其值与支承长 a 和构件的抗弯刚度有关。连续梁、板按弹性理论和按塑性理论计算时的计算跨度按表9-1计算。在实际工程中,为计算方便,按弹性理论计算单跨或多跨连续梁板,可近似取构件支承中心线间的距离作为计算跨长。

表 9-1 连续梁、板计算跨度

支 承 情 况	按弹性理论计算		按塑性理论计算	
	梁	板	梁	板
两端与梁(柱)整体连接	l_0	l_0	l_n	l_n
两端搁置在墙上	$1.05 l_n \leq l_0$	$l_n + t \leq l_0$	$1.05 l_n \leq l_0$	$l_n + t \leq l_0$
一端搁置在墙上	$1.025 l_n + b/2 \leq l_0$	$l_n + b/2 + t/2 \leq l_0$	$1.025 l_n + b/2 \leq l_0$	$l_n + t/2 \leq l_0 + a/2$
另一端搁置在墙上				

注 表中的 l_n 为支座中心线间的距离; l_n 为净跨; t 为板的厚度; a 为板、梁在墙上的支承长度; b 为板梁在梁或柱上的支承长度。

对于5跨和5跨以内的连续梁(板),跨数按实际考虑。对于5跨以上的连续梁(板),当跨度相差不超过10%,且各跨截面尺寸及荷载相同时,可近似按5跨等跨连续梁(板)计算。按实际跨数的简图和按5跨考虑的计算简图分别见图9-3(a)、(b)。实际结构1、2、3跨的内力按5跨连续梁(板)计算采用,其余各中间跨[见图9-3(a)中的第4跨]的内力均按5跨连续梁(板)的第3跨采用。

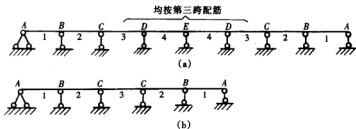


图 9-3 连续梁板计算简图

(a) 实际跨数的简图; (b) 5跨连续梁(板)简图

3. 荷载计算

作用在楼盖上的荷载有恒荷载和活荷载两种。恒荷载包括结构自重、各构造层重、永久性设备重等。活荷载为使用时的人群、堆料及一般设备重,对于屋盖还有雪荷载。上述荷载通常按均布荷载考虑。楼盖的恒荷载标准值按结构实际构造情况通过计算确定,楼盖活荷载

标准值的取值详见《建筑结构荷载规范》(GB50009—2001)。

对于板,常取宽为1m的板带进行计算,见图9-2(a)。这样,单位面积(1m^2)上的荷载也就是计算板带跨度方向单位长度(1m)上的荷载。次梁除自重(包括其上粉尘)外,还承受板传来的均布荷载,见图9-2(b),主梁除自重(包括其上粉尘)外,还承受次梁传来的集中力,见图10(d)。为简化计算,可将主梁自重也折算成集中荷载。当计算板传给次梁、次梁传给主梁以及主梁传给墙、柱的荷载时,一般可忽略结构的连续性,按简支梁计算。

结构自重按截面尺寸和钢筋混凝土重度进行计算。对于板,其厚度一般在结构布置时已初定。对于次梁和主梁的截面尺寸,可根据楼面荷载的大小,参考下列数据初估:

次梁截面高度 $h = l_0/18 \sim l_0/12$;

主梁截面高度 $h = l_0/14 \sim l_0/8$ 。

式中 l_0 ——次梁或主梁的计算跨度,可取 $l_0 = l_c$ (为支座中心线间距离), mm。

次梁与主梁的截面宽度均为其高度 h 的 $1/3 \sim 1/2$ 。

若初估尺寸与实际采用的相差太大且偏不安全时,应按实际尺寸重算。

4. 折算荷载

上述将与板(或梁)整体联结的支视为铰支的假定,对于等跨连续板(或梁)当活荷载沿各跨均为满布时是可行的。因为此时板或梁在中间支座发生的转角很小,按铰支简图计算的与实际情况相差甚微。但是,当活荷载隔跨布置时情况则不相同。现以支在次梁上的连续板为例来说明。如图9-4(a)所示的连续板,当按铰支简图计算时,板铰支座的转

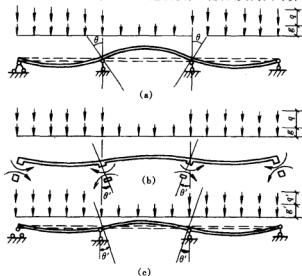


图9-4 连续梁板的折算荷载

(a) 实际荷载作用下理想铰支时的变形; (b) 实际荷载作用下非理想铰支时的变形; (c) 折算荷载作用下理想铰支时的变形

角 θ 值较大。实际上, 由于板与次梁整体浇灌在一起, 当板受荷弯曲在支座发生转动时, 将带动次梁一道转动。同时, 次梁具有一定的抗扭刚度, 且两端又受主梁约束, 将阻止板自由转动, 最终只能发生两者变形协调的约束转角 θ , 见图 9-4 (b), 其值小于前述自由转角 θ , 已使板的跨中弯矩有所降低, 支座负弯矩相应地有所增加, 但不会超过两相邻跨满布活荷载时的支座负弯矩。类似的情况也发生在次梁与主梁及主梁与柱之间。这种由于支承构件的抗扭刚度, 使被支承构件跨中弯矩相对于按铰支计算有所减小的有利影响, 在设计中一般用增大恒荷载和减小活荷载的办法来考虑, 即用调整后的折算恒荷载 g' 和折算活荷载 q' 代替实际的恒荷载 g 和实际活荷载 q , 见图 9-4 (c)。

$$\text{对于板} \quad g' = g + \frac{q}{2}, q' = \frac{q}{2} \quad (9-1)$$

$$\text{对于次梁} \quad g' = g + \frac{q}{4}, q' = \frac{3}{4}q \quad (9-2)$$

对于主梁, 这种影响很小, 一般不予考虑。此外, 当板、梁搁置在砖墙或钢梁上时, 不得作此调整, 应按实际荷载进行计算。

(二) 钢筋混凝土连续梁内力按弹性理论计算

钢筋混凝土单向肋形楼盖中的板、次梁和主梁, 一般为多跨连续梁, 其内力按弹性理论计算, 即按结构力学的方法分析内力。为简化起见, 对于常用荷载作用下的等截面、等跨度连续梁, 可利用附表 18~附表 21 计算内力。对于跨度相差在 10% 以内的不等跨连续梁, 其内力也可近似按该附表进行计算。

连续梁承受的荷载包括恒荷载和活荷载两部分。因此, 在内力计算时需要考虑荷载的最不利组合和截面内力包络图。

1. 荷载的最不利组合

对于单跨梁, 当梁上同时布满永久荷载和可变荷载时, 会产生最大内力。但对多跨连续梁, 除永久荷载必然满布于结构上外, 可变荷载往往不是在满布于梁上时出现最大内力, 因此需要研究可变荷载作用的位置对连续梁内力的影响。

现以如图 9-5 所示的五跨连续梁为例, 说明荷载的最不利组合。由图中可以看出, 当可变荷载分别作用于第 1、3、5 跨上时, 在第 1、3、5 跨均产生正弯矩; 而当可变荷载作用在第 2、4 跨上时, 将使第 1、3、5 跨产生负弯矩。因此, 如求第 1、3、5 跨的最大正弯矩就应把可变活荷载只布置在第 1、3、5 跨上。又如当可变荷载分别作用在第 1、2、4 跨上时, 在支座 B 上均产生负弯矩, 所以如求支座 B 的最大负弯矩就应把可变荷载只布置在第 1、2、4 跨上。同理, 也可确定其他各跨跨中和支座截面上的最大正、负弯矩, 以及各支座截面最大剪力所对应的荷载不利组合的位置。

由此可得出连续梁最不利荷载组合的规律:

(1) 如求某跨跨中截面最大正弯矩时, 除应在该跨布置可变荷载外, 还应在其左、右每隔一跨布置可变荷载;

(2) 如求某支座截面最大负弯矩时, 除应在该支座左右两跨布置可变荷载外, 还应每隔一跨布置可变荷载;

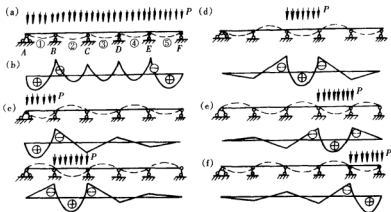


图 9-5 五跨连续梁在各种荷载作用下的弯矩图

(3) 如求某支座截面最大剪力(包括左、右截面)时,其可变荷载的布置与求该支座最大负弯矩的布置相同。

梁上恒荷载布置应按实际情况。

2. 内力包络图

以恒荷载作用下各截面的内力为基础,分别叠加对各截面为最不利活荷载布置时的内力,可得各截面可能出现的最不利内力。设计中,不必对构件的每个截面进行计算,只需对若干控制截面(跨中、支座)进行设计。因此,通常将恒荷载的内力图分别与对各控制截面为最不利活荷载布置下的内力图叠加,即得到各控制截面最不利荷载组合下的内力图。将它们绘在同一图上,称为内力叠合图。而一组曲线的最外轮廓线就代表了任何截面在任何可变荷载分布情况下可能出现的最大内力。这个最外轮廓线所围成的内力图(用粗线示出)就叫内力包络图(弯矩包络图和剪力包络图),如图 9-6 所示。

由于绘制包络图的工作量大,在设计中,通常根据若干控制截面的最不利内力进行截面配筋计算,然后根据构造要求和设计经验确定在负弯矩区间内纵向受力钢筋的截断位置,这样往往会偏于保守。应该指出,由于电算的普及与发展,现在设计时已不难做到按弯矩包络图配筋,为施工方便,在制图上利用平面表示法(03G101)来表示主梁和次梁的配筋,以及附加箍筋(特别是框架结构、框剪结构)。

3. 支座弯矩及剪力的修正

通常,在按弹性理论计算连续梁的内力时,其计算跨度取支承中心线间的距离。若梁、板与支座并非整体联结,或支承宽度很小,计算简图与实际情况基本上相符。然而,支承总有一定的宽度,且梁板又与支承整体联结,致使支承宽度内梁、板的工作高度加大,危险截面由支座中心转移到边缘。因此,在设计整体肋形楼盖时,应考虑支承宽度的影响,支座计算内力应按支座边缘处取用(见图 9-7)为简化计算,可按下列近似公式求得该弯矩。

支座边缘截面的弯矩设计值 M_{ed} 为

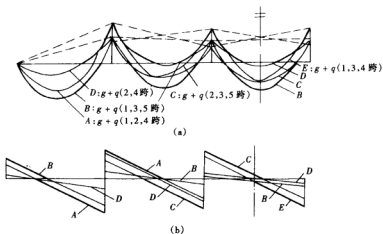


图 9-6 内力包络图

(a) 弯矩包络图; (b) 剪力包络图

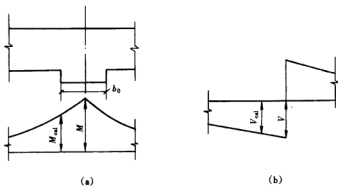


图 9-7 支座边缘的弯矩和剪力

(a) 弯矩图; (b) 剪力图

$$M_{ed} = M - V_0 \frac{b_0}{2} \quad (9-3)$$

式中 M ——支座中心处的弯矩设计值, $\text{kN}\cdot\text{m}$;

V_0 ——按简支梁计算的支座中心处的剪力设计值, 取绝对值, kN ;

b_0 ——支座宽度, mm 。

支座边缘截面的剪力设计值 V_{ed} 按如下公式计算:

均布荷载

$$V_{\text{cal}} = V - (g + q) \frac{b}{2} \quad (9-4)$$

集中荷载

$$V_{\text{cal}} = V \quad (9-5)$$

式中 V ——支座中心处的剪力设计值, kN;

g 、 q ——梁上的恒荷载和活荷载, kN/m。

钢筋混凝土连续梁内力的计算

钢筋混凝土单向板肋形楼盖的板、次梁和主梁都可视为多跨连续梁, 因此, 钢筋混凝土连续梁的内力计算就是单向板肋形楼盖设计中的一个主要内容。钢筋混凝土连续梁的内力计算有两种方法, 即按弹性理论方法计算和按塑性内力重分布方法计算。

(三) 按塑性内力重分布方法计算

钢筋混凝土是两种材料组成的非匀质弹塑性体, 在构件的截面设计中已充分考虑了其塑性性能。但上述按弹性理论的计算方法则忽视了钢筋混凝土的非弹性质, 假定结构为理想的匀质弹性体, 这种假定只在构件处于低应力状态时才较为符合, 当截面应力增加后仍按弹性理论分析内力, 就不能反映结构的实际情况, 亦即按破坏阶段的构件截面计算方法与按弹性理论计算的结构内力是互不协调的, 材料强度未能得到充分发挥, 这是按弹性理论方法计算存在的一个主要问题。

此外, 按弹性理论方法计算连续梁、板内力时, 如前所述, 是按可变荷载的各种最不利布置时的内力包络图来配筋的, 但各跨中和各支座截面的最大内力实际上并不能同时出现, 即当某跨中或某支座截面内力达最大值时, 其他截面并未达到最大值。而且由于超静定结构具有多余约束, 当某一截面应力达到破坏阶段时, 也不等于整个结构的破坏。由此可知, 按弹性理论方法计算, 整个结构各截面的材料不能充分利用。

按塑性理论方法计算时, 支座弯矩总是远大于跨中弯矩, 所以支座配筋拥挤、构造复杂、施工不便, 这也是按弹性理论方法计算存在的问题之一。

1. 塑性铰和内力重分布的概念

如图 9-8 (a) 所示为一受集中力作用的钢筋混凝土简支梁。当梁的工作进入破坏阶段,

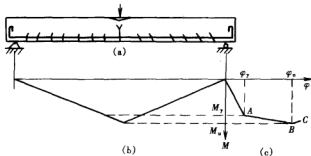


图 9-8 M 图及 $M-\varphi$ 关系曲线

(a) 跨中出现塑性铰的简支梁; (b) M 图; (c) $M-\varphi$ 关系曲线

首先跨中受拉钢筋应力达到屈服点时,弯矩为 M_y ,见图9-8(c)的A点。随后如荷载稍有增加,变形便急剧增大,裂缝迅速扩大,截面绕中和轴转动,但此时截面所承受的弯矩则维持不变,使截面抵抗弯矩增加到图9-8(c)的B点,其截面的极限抵抗弯矩 M_u ,相应曲率为 φ_u 。最后由于混凝土达到极限压应变值构件丧失承载能力,见图9-8(c)的C点。这一过程即自钢筋屈服至受压区混凝土被压坏,裂缝处截面绕中和轴的转动,就好像梁中出现了

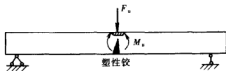


图9-9 简支梁的破坏机理

了一个铰,但这个铰与普通理想的铰不同,它在一定范围内沿一定方向可以转动的同时,又承受一个不变的弯矩,这个铰称为“塑性铰”,相应的弯矩称为“塑性铰弯矩”。塑性铰出现后,简支梁即形成三铰在一直线上的破坏机构,这标志着构件进入破坏状态(见图9-9)。

当简支梁某个截面出现塑性铰后,即成为几何可变体系,将失去承载能力。但多跨连续的钢筋混凝土梁是超静定结构,存在着多余联系,因此在某个截面出现塑性铰后,只是减少一个多余联系,还不足以使构件变成可变体系,还能继续承担后续的荷载,但这时梁的工作简图已有所改变,内力不再按原来的规律分布,塑性变形带来内力的重分布。

图9-10为两跨连续梁,承受均布荷载 q ,如按弹性理论计算,其支座最大弯矩为 M_B ,跨中最大弯矩为 M_1 。因支座弯矩较大,为不使支座钢筋配得过多,设计时可人为地将支座截面的钢筋配得少一些,即按 M'_B 配筋 ($M'_B < M_B$),而适当加大跨中截面配筋。这样,当荷载加到使支座弯矩达到 M'_B 时,支座截面便形成了塑性铰,之后,荷载继续增加,但中间支座

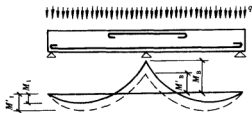


图9-10 两跨连续梁的内力塑性重分布

因已形成塑性铰,只能转动,而所承受的弯矩 M'_B 保持不变,两边跨的弯矩则将随荷载的增大而增大,当全部荷载 q 作用时,跨中最大弯矩达到 M'_1 ($M'_1 > M$),这就形成了支座截面的内力向跨中截面的转移,结构内力经历了重新分布的过程,这个过程称为内力的重分布。利用塑性内力重分布,可调整连续梁的支座弯矩和跨中弯矩,取得经济的配筋。

应当指出,如按弯矩包络图配筋,支座的负弯矩与跨中的最大正弯矩并不是在同一荷载作用下产生的,所以当向下调整支座负弯矩时,在这一组荷载作用下增大后的跨中正弯矩,实际上还不大干包络图上外包线的弯矩,因此跨中截面并不会因此而增加钢筋。这样,即在不增加跨中截面配筋的情况下,减少了支座截面的配筋,从而节省了材料,有利于构件的施工,也更符合构件的实际工作情况。

根据上述分析,可得出如下结论:

(1) 钢筋混凝土超静定结构的破坏标志不是某个截面的“屈服”,而是整个结构开始变为几何可变体系。

(2) 钢筋混凝土超静定结构变为可变体系时, 结构各截面的内力分布与塑性铰出现以前弹性阶段的内力分布规律不同。塑性铰出现后, 随着荷载的增加, 结构内力将重新分布, 这种现象称为塑性内力重分布。

(3) 超静定结构内力的重分布, 在一定范围内可以人为地加以控制, 例如改变中间支座的配筋, 弯矩图就会随之变化。

2. 按塑性内力重分布方法设计的基本原则

塑性内力重分布算法就是在弹性理论计算法的基础上, 将支座弯矩加以调整。由于钢筋混凝土塑性铰存在一定的转动极限, 所以内力的重分布也存在一定的幅度。从经济角度看, 支座负弯矩降低得多一些比较理想, 但如降低过多, 将会使支应过早出现塑性铰和内力重分布过程过长, 造成裂缝开展过宽、变形过大, 以致影响使用。因此, 弯矩的调整以及配筋等应保证结构的实际承载力不小于其计算值, 同时还应照顾到结构的刚度和裂缝的开展能满足使用要求。截面的弯矩调整幅度用弯矩调幅系数 β 来表示, 即

$$\beta = 1 - \frac{M_{调}}{M_{弹}} \quad (9-6)$$

式中 $M_{调}$ ——调整后的弯矩设计值, $\text{kN}\cdot\text{m}$;

$M_{弹}$ ——按弹性方法算得的弯矩设计值, $\text{kN}\cdot\text{m}$ 。

采用弯矩调幅法考虑结构内力重分布的设计方法已被多数国家的设计规范所采纳。我国颁布的《钢筋混凝土连续梁和框架考虑内力重分布设计规程》(CECS51:93) 主要推荐弯矩调幅法来计算钢筋混凝土连续梁、板和框架的内力。其主要原则如下:

(1) 钢筋宜采用 HRB335 级和 HRB400 级热轧带肋钢筋, 也可采用 HPB235 级和 RRB400 级热轧光面钢筋, 混凝土强度等级宜在 C20~C45 范围内选用。

(2) 截面的弯矩调幅系数 β 不宜超过 0.25, 不等跨连续梁、板不宜超过 0.2。

(3) 弯矩调幅后的截面相对受压区高度应满足 $0.1 \leq \xi \leq 0.35$ 。

(4) 不等跨连续梁、板各跨中截面的弯矩不宜调整。

(5) 结构在正常使用阶段不应出现塑性铰, 且变形和裂缝宽度应符合《混凝土规范》的规定。

(6) 在可能产生塑性铰的区段, 考虑弯矩调幅后, 连续梁下列区段内按《混凝土规范》算得的箍筋用量, 一般应增大 20%, 增大的范围为: 对于集中荷载, 取支座边至最近一个集中荷载之间的区段; 对于均布荷载, 取支座边至距支座边 $1.05h_0$ 的区段 (h_0 为截面的有效高度)。

(7) 为了防止构件发生斜拉破坏, 箍筋的配箍率应满足下式要求

$$\rho_{sv} \geq 0.03 \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (9-7)$$

(8) 连续梁、板弯矩经调整后, 仍应满足静力平衡条件, 梁、板的任意一跨调整后的两支座弯矩的平均值与跨中弯矩之和应略大于该跨按简支梁计算的弯矩值, 且不小于按弹性方法求得的考虑荷载最不利布置的跨中最大弯矩。

3. 内力计算公式

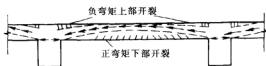


图 9-11 单向板的拱作用

按上述原则, 根据理论推导, 对均布荷载作用下等跨连续板、梁考虑塑性内力重分布的弯矩和剪力值, 可按下列公式计算 (见图 9-11):

控制截面的弯矩为

$$M = \alpha(g + q)l_0^2 \quad (9-8)$$

控制截面的剪力为

$$V = \beta(g + q)l_n \quad (9-9)$$

式中 α ——弯矩系数, 按表 9-2 采用;

β ——剪力系数, 按表 9-3 采用;

g 、 q ——作用于板、梁上的均布永久荷载和均布可变荷载, kN/m ;

l_0 ——计算跨度, m ;

l_n ——净跨, m 。

表 9-2

弯 矩 系 数

截 面	边 跨 中	第一内支座	中 跨 中	中间支座
α 值	$\frac{1}{11}$	$-\frac{1}{14}$ (板)	$\frac{1}{16}$	$-\frac{1}{16}$
		$-\frac{1}{11}$ (梁)		

表 9-3

剪 力 系 数

截 面	边 支 座	第一内支座左边	第一内支座右边	中间支座
β 值	0.4	0.6	0.5	0.5

承受均布荷载、跨度差别小于 10% 的不等跨连续板和次梁, 也可按上述公式计算其内力; 但计算支座负弯矩时, 计算跨度应取相邻两跨的较大值。

4. 塑性内力重分布计算方法的应用范围

采用塑性内力重分布的计算方法虽然可以节约钢材, 但其变形及裂缝宽度均较大, 所以对于下列结构不能采用这种方法, 而应按弹性理论方法计算其内力:

- (1) 在使用阶段不允许出现裂缝, 或对裂缝开展有较高要求的结构。
- (2) 重要部位的结构和可靠度要求较高的结构。
- (3) 直接承受动力荷载和疲劳荷载作用的结构。
- (4) 处于侵蚀性环境中的结构。

对于一般工业与民用房屋的整体式楼盖中的板和次梁, 通常均可采用塑性内力重分布方法计算内力, 不会影响正常使用。主梁因属重要构件, 截面高度较大, 配筋率也较高, 一般仍用弹性理论方法计算。

四、板的计算与构造

(一) 板的计算特点

(1) 单向板的板厚, 对于简支板和连续板, 一般取 $l_0/40 \sim l_0/35$ (对于悬臂板取 $l_0/12 \sim l_0/10$), 此处 l_0 为板的计算跨度。板的支承长度要求不小于板厚, 同时也不得小于 120mm。

(2) 板的计算步骤是: 沿板的长边方向切取 1m 宽板带作为计算单元 (见图 9-4); 根据板的厚度及用途确定自重及板上活荷载进行荷载计算; 按塑性内力重分布方法计算内力; 选配钢筋。

(3) 对于四周与梁整体相连的板, 由于在荷载作用下板跨中下部及支座上部将出现裂缝, 使板的实际轴线呈拱形 (见图 9-11), 因支座不能自由移动, 则使板在竖向荷载作用下产生横向推力, 此推力将使板的内力有所降低, 因此, 对于中间跨的跨中截面及中间支座 (第一内支座除外) 可按计算所得弯矩减少 20%。

(4) 板一般均能满足斜截面抗剪要求, 设计时可不进行抗剪验算。

(5) 选配钢筋时, 应使相邻跨和支座钢筋的直径及间距相互协调。

(二) 板的构造

1. 板的配筋方式

板内受力钢筋的配置方式有两种:

(1) 弯起式配筋: 如图 9-12 (a) 所示为弯起式配筋示例。支座负弯矩钢筋由支座两侧的跨中钢筋弯起提供, 其上弯点距支座边缘为 $l_0/6$, 弯起数量为跨中钢筋的 $1/3 \sim 2/3$, 如弯起钢筋尚不足以抵抗支座负弯矩时, 可另补充钢筋。弯起角度一般为 30° , 当板厚大于 200mm 时, 可采用 45° 。弯起钢筋伸过支座边缘的距离 a , 当等跨或跨度相差不超过 20% 时, 可按如下规定采用

$$a = l_n/4 \quad (\text{当 } q/g \leq 3 \text{ 时}) \quad (9-10)$$

$$a = l_n/3 \quad (\text{当 } q/g > 3 \text{ 时}) \quad (9-11)$$

式中 q 、 g ——分别为板上的恒载和活载设计值, kN/m^2 ;

l_n ——板的净跨, m。

弯起式配筋锚固较好, 整体性强, 用钢量少, 但施工较为复杂。为避免支座处钢筋间距紊乱, 通常跨中和支座的钢筋采用相同间距或成倍间距。

(2) 分离式配筋: 分离式配筋如图 9-12 (b) 所示, 即在跨中和支座全部采用直筋, 各自单独选配。分离式配筋板顶钢筋末端应加直角弯钩直抵模板; 板底末端应加半圆弯钩, 仅伸入中间支座者则可不加弯钩。分离式配筋构造简单, 施工方便, 但其锚固较差, 整体性不如弯起式配筋, 且其耗钢量也较多, 一般当板厚小于 120mm, 且不受动力荷载时可采用此种配筋方式。

2. 受力钢筋的间距

板中采用绑扎钢筋作配筋时, 其受力钢筋的间距: 当板厚 $h < 150\text{mm}$ 时, 不应大于 200mm; 当板厚 $h > 150\text{mm}$ 时, 不应大于 $1.5h$, 且不应大于 250mm。

由板中伸入支座的下部钢筋, 其间距不应大于 400mm, 其截面面积不应小于跨中受力钢筋截面面积的 $1/3$ 。

受力钢筋的间距不应小于 70mm。

3. 受力钢筋伸入支座的长度

板的简支端下部的纵向受力钢筋应伸入支座，其锚固长度 l_a 不应小于 $5d$ ， d 为下部纵向受力钢筋的直径。当采用焊接同时，其末端至少应有一根横向钢筋配置在支座边缘内，见图 9-12 (a)；如不能符合图 9-12 (a) 的要求时，应在受力钢筋末端制成弯钩，见图 9-12 (b)，或加焊附加的横向锚固钢筋，见图 9-12 (c)。当 $V > 0.07f_c b h_0$ 时，配置在支座边缘内的横向锚固钢筋不应少于两根，其直径不应小于纵向受力钢筋直径的一半。

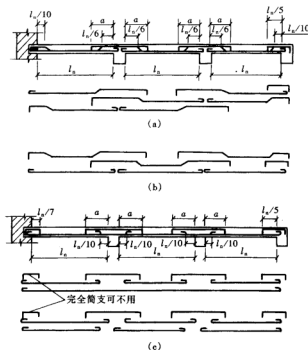


图 9-12 连续单向板的配筋方式

(a) 一端弯起式；(b) 两端弯起式；(c) 分离式

4. 构造钢筋

(1) 分布钢筋：单向板中单位长度上的分布钢筋，其截面面积不应小于单位长度上受力钢筋截面面积的 15%，且不宜小于该方向板截面面积的 0.15%；其间距不应大于 250mm，直径不小于 6mm。对于集中力荷载较大的情况，分布钢筋的截面面积应适当增加，其间距不应大于 200mm；在温度、收缩应力较大的现浇板区域内，钢筋间距宜取为 150~200mm，并应在板的未配筋表面布置温度收缩钢筋。板的上、下表面沿纵、横两个方向的配筋率均不宜小于 0.1%。

板的分布钢筋应配置在受力钢筋的所有弯折处，并沿受力钢筋直线段均匀布置，但在梁的范围内不必布置，如图 9-13 所示。

(2) 板面附加钢筋: 对与支承结构整体浇筑或嵌入在承重砌体墙内的现浇混凝土板, 由于支座处受砖墙的约束将产生负弯矩, 因此在平行墙面方向会产生裂缝, 在板角部分也会产生斜向裂缝。为防止上述裂缝, 应在支承周边配置上部构造钢筋, 其直径不宜小于 8mm, 间距不大于 200mm, 并应符合下列规定:

1) 现浇楼盖周边与混凝土梁或混凝土墙整体浇筑的板, 应在板的上部设置垂直于板边的构造钢筋, 其截面面积不宜小于板跨中相应方向纵向钢筋截面面积的 1/3; 该钢筋自梁边或墙边伸入板内的长度, 在单向板中不宜小于受力方向板计算跨度的 1/5, 在双向板中不宜小于板短跨方向计算跨度的 1/4; 在板角处该钢筋应沿两个垂直方向布置或按放射状布置; 当柱角或墙的阳角突出到板内且尺寸较大时, 亦应沿柱边或墙阳角边布置构造钢筋, 该构造钢筋伸入板内的长度应从柱边或墙边算起。上述上部构造钢筋应按受拉锚固在梁内、墙内或柱内。

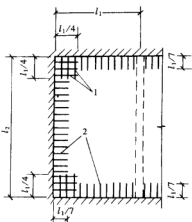


图 9-13 板嵌固在承重墙内时板的上部构造钢筋

1—双向 $\Phi 8 @ 200$; 2—构造钢筋 $\Phi 8 @ 200$

2) 嵌固在砌体墙内的现浇混凝土板, 板面附加钢筋的钢筋间距不应大于 200mm, 直径不应小于 8mm (包括弯起钢筋在内), 其伸出墙边的长度不应小于 $l_1/7$ (l_1 为单向板的跨度或双向板的短边跨度); 对两边均嵌固在墙内的板角部分, 应双向配置上部构造钢筋, 其伸出墙边的长度不应小于 $l_1/4$; 沿受力方向配置的上部构造钢筋 (包括弯起钢筋) 的截面面积不宜小于跨中受力钢筋截面面积的 1/3~1/2; 沿非受力方向配置的上部构造钢筋, 可根据实践经验适当减少 (见图 9-13)。

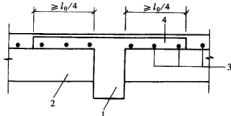


图 9-14 板中与梁肋垂直的构造钢筋

1—主梁; 2—次梁; 3—板的受力钢筋; 4—间距不大于 200mm, 直径不小于 8mm 板的构造钢筋

(3) 与梁肋垂直的构造钢筋。当现浇板的受力钢筋与梁的肋部平时, 应沿梁肋方向配置间距不大于 200mm 且与梁肋相垂直的构造钢筋, 其直径不应小于 8mm, 且单位长度内的总截面积不应小于板中单位长度内受力钢筋截面面积的 1/3, 伸入板中的长度从肋边算起每边不应小于板计算跨度的 1/4 (见图 9-14)。

五、次梁的计算与构造

(一) 次梁的计算特点

(1) 次梁的计算步骤为: 选择截面尺寸; 荷载计算; 内力计算; 按正截面承载力条件计算配筋; 按斜截面承载力条件计算箍筋及弯起钢筋; 确定构造钢筋。

(2) 次梁的截面高度一般为其跨度的 1/20~1/15, 宽度为梁高的 1/3~1/2。当连续次梁的高度为其跨度的 1/20 及以上时, 可不必验算其挠度。

(3) 次梁的荷载包括梁的自重及由板传来的荷载。计算由板传来的荷载时, 假定次梁两侧板跨上的荷载各有 $1/2$ 传给次梁 (见图 9-4)。

(4) 由于次梁与板整浇在一起, 故在配筋计算中, 对跨中按 T 形截面考虑, 对支座则按矩形截面考虑。

(二) 次梁的构造

1. 次梁的一般构造要求

次梁的一般构造要求, 如受力钢筋的直径、间距、根数、排数、保护层、箍筋、架立筋等均与第三章所述受弯构件的构造要求相同。其配筋方式分设弯起钢筋和不设弯起钢筋两种, 为了设计与施工方便, 目前常用分离式, 但当跨度较大时或楼面有较大动荷载时, 应设置弯起钢筋。

2. 次梁纵向钢筋的弯起与截断的位置

次梁跨中及支座截面的配筋数量, 应分别根据其最大弯矩确定。当次梁的跨度相等或相差不超过 20%, 且可变荷载与永久荷载之比 $q/g < 3$, 梁中纵向钢筋的弯起和截断不必按弯矩包络图确定, 可参照图 9-15 布置钢筋。

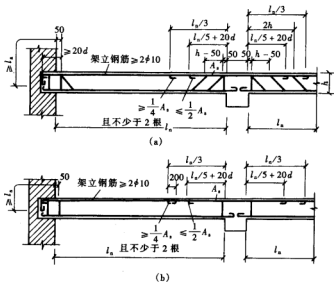


图 9-15 次梁配筋示意图

(a) 设弯起钢筋; (b) 不设弯起钢筋

如图 9-15 所示, 当次梁需设置抗剪斜钢筋时, 可将跨中 $+M$ 部分钢筋弯起, 但靠近支座的第一根弯起钢筋弯起后, 因其尚不能充分发挥作用, 所以不得作为支座负弯矩钢筋用。弯起后的钢筋如不能满足负弯矩的需要, 可于支座上部另加直钢筋, 一般不少于两根, 且置于箍筋上部转角处用以代替架立钢筋, 此直钢筋与架立钢筋的搭接长度一般为 150~200mm 左右。

3. 次梁的纵向受力钢筋伸入中间支座（主梁）的锚固长度

次梁上部纵向钢筋应贯穿其中间支座，下部纵向钢筋伸入中间支座（一般即指主梁）。次梁下部纵向钢筋伸入中间支座的锚固长度应按下列规定取用：

(1) 当计算中不利用其强度时，其伸入的锚固长度为：螺纹钢筋 $l_{ae} \geq 10d$ ；月牙纹钢筋 $l_{ae} \geq 12d$ ；光面钢筋 $l_{ae} \geq 18d$ 。

(2) 当计算中充分利用钢筋的抗拉强度时，其伸入的锚固长度不应小于第三章中规定的数值。

(3) 当计算中充分利用钢筋的抗压强度时，其伸入的锚固长度不应小于 $0.7l_{ae}$ 。

六、主梁的计算与构造

(一) 主梁的计算特点

(1) 主梁的计算步骤与次梁相同。主梁的截面高度一般取其跨度的 $1/15 \sim 1/10$ ，梁宽取梁高的 $1/3 \sim 1/2$ 。

(2) 主梁主要承受由次梁传来的集中荷载。为简化计算，主梁的自重可折算为集中荷载，并假定与次梁的荷载共同作用在次梁处，如图 9-16 所示。

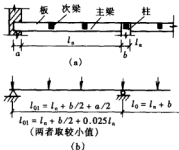


图 9-16 主梁的计算简图

(a) 实际结构；(b) 计算简图

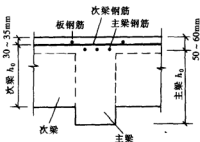


图 9-17 主梁支座处的截面有效高度

(3) 主梁是房屋结构中的主要承重构件，对变形及裂缝的要求较高，故应按弹性理论方法计算，并根据内力包络图配筋。

(4) 在支座处，板、次梁、主梁中的支座负弯矩钢筋相互垂直交叉，如图 9-17 所示。当计算主梁支座截面负弯矩钢筋时，主梁截面的有效高度应近似按下式计算：

当负弯矩纵筋为一排时， $h_0 = h - (50 \sim 60) \text{ mm}$ ；

当负弯矩纵筋为两排时， $h_0 = h - (70 \sim 80) \text{ mm}$ 。

(二) 主梁的构造要求

1. 主梁的一般构造要求

主梁的一般构造要求与次梁相同。但主梁纵向受力钢筋的弯折和截断点的位置，应通过在弯矩包络图上画抵抗弯矩图来确定，不宜按构造确定，并应同时满足斜截面承载力的要求。

2. 附加横向钢筋

次梁与主梁的相交处,次梁的集中荷载有可能使主梁的下部开裂,因此,在主梁与次梁的交接处应设置附加横向钢筋以承担次梁的集中荷载,防止局部破坏。附加横向钢筋有附加箍筋及附加吊筋两种,如图9-18所示。规范规定,位于梁下部或在梁截面高度范围内的集中荷载,应全部由附加横向钢筋(吊筋、箍筋)承担。附加横向钢筋应布置在长度为 s ($s = 2h_1 + 3b$)的范围内(见图9-18)。附加横向钢筋应优先采用箍筋。

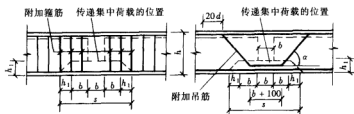


图9-18 附加箍筋与吊筋

附加横向钢筋所需的总截面面积应符合下列规定

$$A_{sv} \geq \frac{F}{f_y \sin \alpha} \quad (9-12)$$

式中 A_{sv} ——承受集中荷载所需的附加横向钢筋总截面面积;

F ——作用在梁的下部或梁截面高度范围内的集中荷载设计值;

α ——附加横向钢筋与梁轴线间的夹角。

3. 鸭筋的设置

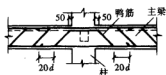


图9-19 鸭筋的设置

主梁承受的荷载较大,剪力也较大,因此除配置一定数量的箍筋外,往往需要同时由弯起钢筋共同承担剪力才能满足斜截面的强度要求。因主梁剪力图为矩形,最大剪力值的区段较长,常因跨中受力钢筋的弯起数量有限而不能满足要求。此时,即应按需要补充设置附加的斜钢筋(此附加的斜钢筋两端应固定在受压区内),称为鸭筋,如图9-19所示。

【例9-1】整体式单向板肋形楼盖设计。

某多层工业建筑楼盖平面如图9-20所示。采用钢筋混凝土整浇楼盖,有关设计资料如下:

(1) 设计资料。

1) 楼面做法:水磨石面层(20mm厚水泥砂浆,10mm面层);钢筋混凝土现浇板;梁、板底混合砂浆抹灰15mm厚。

2) 楼面活荷载标准值为 9kN/m^2 。

3) 材料:混凝土C25 ($f_c = 11.9\text{N/mm}^2$);梁受力主筋采用HRB335钢筋 ($f_y = 300\text{N/mm}^2$),其余用HPB235钢筋 ($f_y = 210\text{N/mm}^2$)。

4) 楼面结构平面布置如图 9-20 所示。

5) 板厚采用 80mm; 次梁 200mm × 500mm; 主梁为 250mm × 650mm。柱的截面为 300mm × 300mm。板伸入墙内 120mm; 次梁及主梁伸入墙内 240mm。

(2) 设计要求。

1) 板、次梁内力按塑性内力重分布计算;

2) 主梁内力按弹性理论计算;

3) 绘出楼面结构平面布置及板、次梁和主梁的配筋施工图。

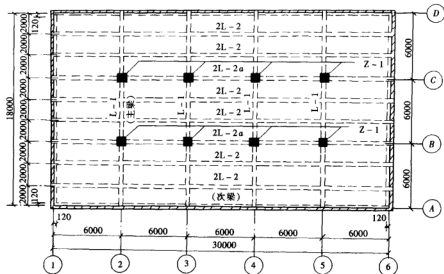


图 9-20 楼盖结构平面布置图

解 步骤如下。

一、板的设计 (按塑性内力重分布方法计算)

1. 荷载设计值

板自重	$1.2 \times 0.08 \times 25 = 2.4 \text{ kN/m}^2$
楼面面层	$1.2 \times 0.65 = 0.78 \text{ kN/m}^2$
天花抹灰	$1.2 \times 0.015 \times 17 = 0.31 \text{ kN/m}^2$
恒载	$g = 3.49 \text{ kN/m}^2$
活载	$q = 1.3 \times 9.0 = 11.7 \text{ kN/m}^2$
总荷载	$g + q = 15.19 \text{ kN/m}^2$
	$g/q = 11.7/3.49 = 3.35$

2. 计算简图

计算跨度:

边跨

$$l_n + \frac{h}{2} = 2.0 - 0.12 - \frac{0.2}{2} + \frac{0.08}{2} = 1.82 \text{ m}$$

$$l_n + \frac{a}{2} = 2.0 - 0.12 - \frac{0.2}{2} + \frac{0.12}{2} = 1.84\text{m}$$

取较小值, 故 $l_0 = 1.82\text{m}$ 。

中间跨

$$l_0 = l_n = 2.0 - 0.2 = 1.8\text{m}$$

由于长边和短边之比为 $6/2 = 3$, 故可按短边方向受力的单向板计算。板的计算简图如图 9-21 所示。

3. 弯矩计算

边跨和中间跨计算跨度相差不超过 10%, 故可按等跨连续板计算内力。

$$M_1 = \frac{1}{11}(g + q)l_0^2 = \frac{1}{11} \times 15.19 \times 1.82^2 = 4.57\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_B = -\frac{1}{14}(g + q)l_0^2 = -\frac{1}{14} \times 15.19 \times \left(\frac{1.82 + 1.8}{2}\right)^2 = -3.65\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = \frac{1}{16}(g + q)l_0^2 = \frac{1}{16} \times 15.19 \times 1.82^2 = 3.08\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_C = -\frac{1}{16}(g + q)l_0^2 = -\frac{1}{16} \times 15.19 \times 1.82^2 = -3.08\text{kN} \cdot \text{m}$$

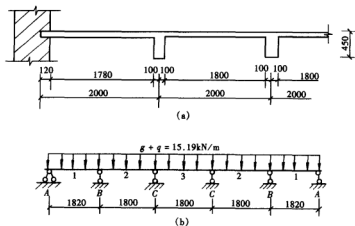


图 9-21 板的计算简图

(a) 实际结构; (b) 计算简图

4. 配筋计算

板的有效高度为 $h_0 = h - 20 = 80 - 20 = 60\text{mm}$ 。各截面配筋计算过程见表 9-4。

表 9-4

板的配筋计算

截 面	1		B		2		C	
在平面图中的位置	①~② ⑤~⑥	②~⑤	①~② ⑤~⑥	②~⑤	①~② ⑤~⑥	②~⑤	①~② ⑤~⑥	②~⑤
M (kN·m)	4.57	4.57	3.55	3.55	3.08	3.08×0.8 = 2.46	-3.08	-3.08×0.8 = -2.46
$\alpha_s = \frac{\gamma_0 M}{a_1 f_c b h_0^2}$	0.107	0.107	0.083	0.083	0.072	0.057	0.072	0.057
$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s}$	0.113	0.113	0.087	0.087	0.075	0.059	0.075	0.059
$A_s = \frac{a_1 f_c b h_0 \xi}{f_y}$	384	384	296	296	255	201	255	201
选用钢筋	$\Phi 10 @ 190$	$\Phi 10 @ 200$	$\Phi 8 /$ $\Phi 10 @ 190$	$\Phi 8 /$ $\Phi 10 @ 200$	$\Phi 8 @ 190$	$\Phi 8 @ 200$	$\Phi 8 @ 190$	$\Phi 8 @ 200$
实用钢筋 (mm ²)	413	393	339	322	265	251	265	251

上表中②~⑤轴线间板带的中间跨和中间支座,考虑板的内拱作用,故弯矩降低20%,实际板带中间各跨跨中配筋与第二跨跨中配筋相同。板的配筋示意图见图9-22~图9-24。

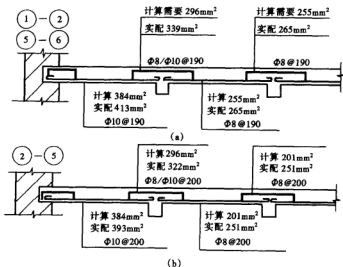


图 9-22 板的配筋示意图

(a) ①~②、⑤~⑥轴线板的配筋; (b) ②~⑤轴线板的配筋

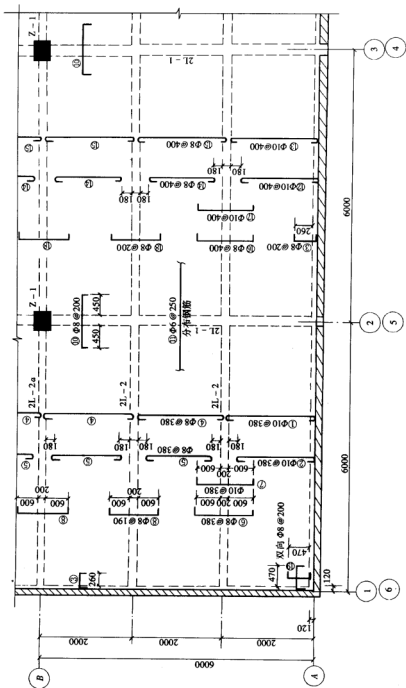


图 9-23 板的配筋图 (分离式配筋)

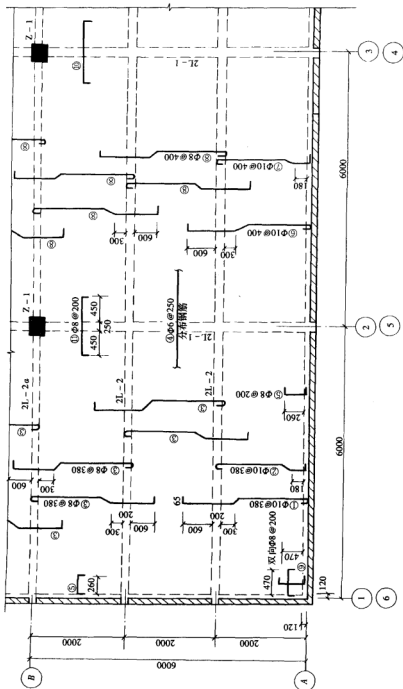


图 9-24 板的配筋图 (弯起式配筋)

二、次梁的设计 (按塑性内力重分布计算)

1. 荷载设计值

板传来恒载

$$3.49 \times 2 = 6.98 \text{ kN/m}^2$$

次梁的自重

$$1.2 \times 0.2 \times (0.45 - 0.08) \times 25 = 2.22 \text{ kN/m}^2$$

次梁的抹灰

$$1.2 \times 0.015 \times (0.45 - 0.08) \times 17 \times 2 = 0.23 \text{ kN/m}^2$$

恒载

$$g = 9.43 \text{ kN/m}^2$$

活载

$$q = 1.3 \times 9.0 \times 2 = 23.4 \text{ kN/m}^2$$

总荷载

$$g + q = 32.83 \text{ kN/m}^2$$

$$g/q = 23.4/9.43 = 2.48$$

2. 计算简图

主梁截面尺寸为 $250\text{mm} \times 650\text{mm}$, 见图 9-25。

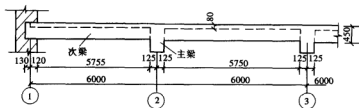


图 9-25 次梁几何尺寸与支承情况

计算跨度:

$$l_n + \frac{a}{2} = 6.0 - 0.12 - \frac{0.25}{2} + \frac{0.24}{2} = 5.875\text{m}$$

$$1.025l_n = 1.025 \times 5.755 = 5.890\text{m}$$

取较小值, 故 $l_0 = 5.875\text{m}$ 。

中间跨

$$l_0 = l_n = 6.0 - 0.25 = 5.75\text{m}$$

故次梁的计算简图如图 9-26 所示。

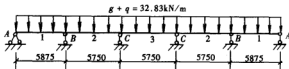


图 9-26 次梁计算简图

3. 内力计算

弯矩计算

$$M_1 = \frac{1}{11}(g + q)l_0^2 = \frac{1}{11} \times 32.83 \times 5.875^2 = 103.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_B = -\frac{1}{11}(g + q)l_0^2 = -\frac{1}{11} \times 32.83 \times \left(\frac{5.875 + 5.75}{2}\right)^2 = -100.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = -M_C = \frac{1}{16}(g+q)l_0^2 = \frac{1}{16} \times 32.83 \times 5.75^2 = 67.84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

剪力计算

$$V_A = 0.4(g+q)l_n = 0.4 \times 32.83 \times 5.755 = 75.57 \text{ kN}$$

$$V_{B\text{左}} = 0.6(g+q)l_n = 0.6 \times 32.83 \times 5.755 = 113.36 \text{ kN}$$

$$V_{B\text{右}} = V_C = 0.6(g+q)l_n = 0.5 \times 32.83 \times 5.75 = 94.39 \text{ kN}$$

4. 配筋计算

次梁跨中截面按 T 形截面进行承载力计算, 翼缘宽度按下面计算。

按梁跨度考虑 $b'_f = \frac{l}{3} = \frac{5.75}{3} = 1.92 \text{ m}$

按梁净距 S_n 考虑 $b'_f = b + S_n = 0.2 + 1.8 = 2.0 \text{ m}$

按翼缘高度考虑 $h'_f = 450 - 35 = 415 \text{ mm}$

$$\frac{h'_f}{h_0} = \frac{80}{415} = 0.193 > 0.1$$

故翼缘不受限制。

翼缘计算宽度 b'_f 取三者中的较小值, 即 $b'_f = 1.92 \text{ m}$ 。

判别 T 形截面类型。

$$\begin{aligned} \alpha_1 f_c b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) &= 1 \times 11.9 \times 1920 \times 80 \times \left(415 - \frac{80}{2} \right) \\ &= 685440000 \text{ N} \cdot \text{mm} = 685.44 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ &> M = 103.0 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

属于第一类 T 形截面。

支座截面按矩形截面计算, 支座与跨中截面均按一排钢筋考虑, 故均取 $h_0 = 450 - 35 = 415 \text{ mm}$ 。

次梁正截面承载力计算见表 9-5, 次梁斜截面承载力计算见表 9-6。次梁配筋示意图见图 9-27, 实际配筋图见图 9-28。

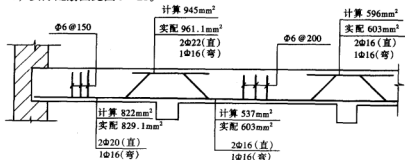


图 9-27 次梁配筋示意图

表 9-5

次梁正截面承载力计算

截 面	1	B	2	C
M (kN·m)	103.0	-100.8	67.84	-67.84
$\alpha_s = \frac{\gamma_0 M}{a_1 f_c b h_0^2}$	$\frac{103000000}{11.9 \times 1920 \times 415^2}$ = 0.026	$\frac{100800000}{11.9 \times 200 \times 415^2}$ = 0.246	$\frac{67840000}{11.9 \times 1920 \times 415^2}$ = 0.017	$\frac{67840000}{11.9 \times 200 \times 415^2}$ = 0.166
$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s}$	0.026	0.287 < $\xi = 0.35$	0.017	0.181
$A_s = \frac{a_1 f_c b h_0 \xi}{f_y}$	822	945	537	596
选用钢筋	2 Φ 20 + 1 Φ 16	2 Φ 22 + 1 Φ 16	3 Φ 16	3 Φ 16
实用钢筋 (mm ²)	829	961	603	603

表 9-6

次梁斜截面承载力计算

截 面	A	B _左	B _中	C
V (kN)	75.57	113.36	94.39	94.39
$0.25f_c b h_0$ (N)	$0.25 \times 11.9 \times 200 \times 415$ = 246975 > $V = 75570$	246975 > V	246975 > V	246975 > V
$0.7\beta_0 f_t b h_0$ (N)	$0.7 \times 1.0 \times 1.27 \times 200 \times 415$ = 73787 < $V = 75570$	73787 < V	73787 < V	73787 < V
箍筋肢数、直径	双肢 Φ 6	双肢 Φ 6	双肢 Φ 6	双肢 Φ 6
$A_{sv} = nA_{sv1}$ (mm ²)	56.6	56.6	56.6	56.6
$\lambda = \frac{1.25f_y A_{sv} h_0}{V - 0.7f_t b h_0}$	$\frac{1.25 \times 210 \times 56.6 \times 415}{75570 - 73787}$ = 3458	155	299	299
实配箍筋间距 (mm)	150	150	200	200

三、主梁的截面和配筋计算 (按弹性理论计算)

主梁几何尺寸与支承情况见图 9-29。

1. 荷载设计值

次梁传来恒载

$$9.43 \times 6 = 56.58 \text{ kN}$$

主梁的自重

$$1.2 \times 0.25 \times (0.65 - 0.08) \times 2 \times 25 = 8.55 \text{ kN}$$

梁侧的抹灰

$$1.2 \times 2 \times (0.65 - 0.08) \times 2 \times 0.015 \times 17 = 0.70 \text{ kN}$$

恒载

$$G = 65.83 \text{ kN}$$

活载

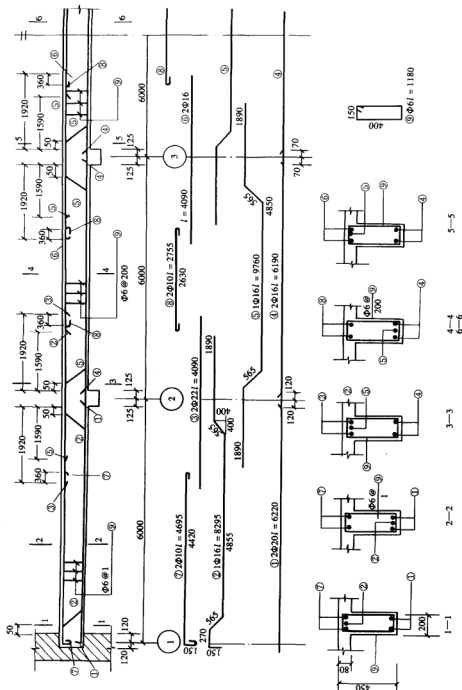
$$Q = 23.4 \times 6 = 140.4 \text{ kN}$$

总荷载

$$G + Q = 206.23 \text{ kN}$$

2. 计算简图

由于主梁线刚度较钢筋混凝土柱线刚度大得多, 故主梁中间支座按铰支承考虑。主梁端



部搁置在砖壁柱上,其支承长度为 370mm。

计算跨度:

$$\text{边跨} \quad l_0 = l_n + \frac{a}{2} + \frac{b}{2} = 6.0 - 0.12 - \frac{0.35}{2} + \frac{0.37}{2} + \frac{0.35}{2} = 6.065\text{m}$$

$$l_0 = 1.025l_n + \frac{b}{2} = 1.025\left(6 - 0.12 - \frac{0.35}{2}\right) + \frac{0.35}{2} = 6.02\text{m}$$

取较小值,故 $l_0 = 6.02\text{m}$ 。

中间跨

$$l_0 = l_n = 6.02\text{m}$$

故主梁的计算简图如图 9-30 所示。

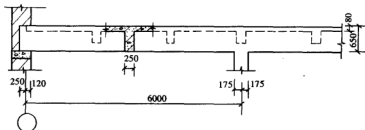


图 9-29 主梁几何尺寸与支承情况

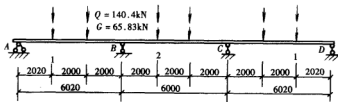


图 9-30 主梁计算简图

因跨度相差小于 10%, 计算时可采用等跨连续梁弯矩及剪力系数。

3. 弯矩、剪力计算及其包络图

(1) 弯矩计算见表 9-7。

$$M = k_1 Gl_0 + k_2 Ql_0$$

式中 k_1 、 k_2 ——可由附表 19 中相应系数表查得;

l_0 ——计算跨度, 对 B 支座, 计算跨度可用相应两跨的平均值。

边跨

$$Gl_0 = 65.83 \times 6.02 = 396.3\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$Ql_0 = 140.4 \times 6.02 = 845.2\text{kN}\cdot\text{m}$$

中间跨

$$Gl_0 = 65.83 \times 6.0 = 395.0\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$Ql_0 = 140.4 \times 6.0 = 842.4\text{kN}\cdot\text{m}$$

B 支座

$$Gl_0 = 65.83 \times \frac{6.02 + 6.0}{2} = 395.6\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$Ql_0 = 140.4 \times \frac{6.02 + 6.0}{2} = 843.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 剪力计算见表 9-8。

$$V = k_3 G + k_4 Q \quad (9-13)$$

式中 k_3 、 k_4 ——可由附表 19 中相应系数表查得。

表 9-7

主梁弯矩计算

项 次	荷载简图	$\frac{k}{M_1}$	$\frac{k}{M_B}$	$\frac{k}{M_2}$
1		$\frac{0.244}{96.70}$	$\frac{-0.267}{-105.63}$	$\frac{0.067}{26.47}$
2		$\frac{0.289}{244.26}$	$\frac{-0.133}{-112.23}$	$\frac{-0.133}{-112.23}$
3		$\frac{-0.0443}{-37.44}$	$\frac{-0.133}{-112.23}$	$\frac{0.200}{168.48}$
4		$\frac{0.229}{193.55}$	$\frac{-0.311}{-262.42}$	$\frac{0.17}{143.21}$
组合项	1 + 2	340.96	-217.86	-85.57
	1 + 3	59.26	-217.86	194.95
	1 + 4	290.25	-368.05	169.68

表 9-8

主梁剪力计算

项 次	荷载简图	$\frac{k}{V_A}$	$\frac{k}{V_B \text{ (左)}}$	$\frac{k}{V_B \text{ (右)}}$
1		$\frac{0.733}{48.25}$	$\frac{-1.267}{-83.41}$	$\frac{1.00}{65.83}$
2		$\frac{0.866}{121.59}$	$\frac{-1.134}{-159.21}$	$\frac{0}{0}$
4		$\frac{0.689}{96.74}$	$\frac{-1.311}{-184.68}$	$\frac{1.222}{171.57}$
组合项	1 + 2	169.84	-242.62	65.83
	1 + 4	144.99	-267.47	237.4

图 9-31 为将各弯矩图及剪力图分别叠画在一起得到的弯矩包络图和剪力包络图。

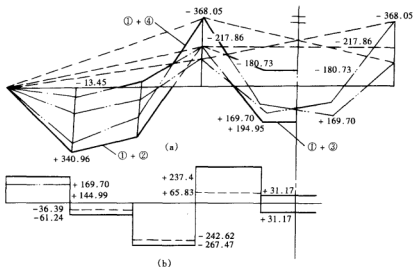


图 9-31 主梁弯矩包络图与剪力包络图

(a) 弯矩包络图; (b) 剪力包络图

4. 配筋计算

主梁跨中截面按 T 形截面进行承载力计算, 翼缘宽度按下面计算。

按梁跨度考虑 $b'_f = \frac{l}{3} = \frac{6}{3} = 2\text{m}$;按梁净距 S_n 考虑 $b'_f = b + S_n = 6\text{mm}$;按翼缘高度 h_0 考虑 $h'_f = 650 - 35 = 615\text{mm}$;

$$\frac{h'_f}{h_0} = \frac{80}{615} = 0.130 > 0.1$$

故翼缘不受限制。

翼缘计算宽度 b'_f 取三者中的较小值, 即 $b'_f = 2000$ (mm)。

判别 T 形截面类型。

$$\alpha_1 f_c b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 1 \times 11.9 \times 2000 \times 80 \times \left(615 - \frac{80}{2} \right) = 1.0948 \times 10^9 \text{N} \cdot \text{mm} = 1094.8 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$> M_{1\text{max}} = 340.96 \text{kN} \cdot \text{m}$$

属于第一类 T 形截面。

支座截面按矩形截面计算, 支座与跨中截面均按双排钢筋考虑, 故均取 $h_0 = 650 - 70 = 580\text{mm}$; $V_0 = G + Q = 65.83 + 140.4 = 206.23\text{kN}$; 主梁中间支座宽 $b_0 = 350\text{mm}$ 。

主梁正截面承载力计算见表 9-9, 主梁斜截面承载力计算见表 9-10。主梁配筋图见图 9-32、图 9-33。

表 9-9

主梁正截面承载力计算

截 面	边 跨 中	中 间 支 座	中 间 跨 中
M (kN·m)	340.96	-368.05	194.95
$V_0 b_0/2$		36.09	
$M - V_0 b_0/2$		-331.96	
$\alpha_s = \frac{\gamma_0 M}{\alpha_1 f_c b h_0^2}$	$\frac{340960000}{11.9 \times 2000 \times 615^2} = 0.038$	$\frac{331960000}{11.9 \times 250 \times 580^2} = 0.332$	$\frac{194950000}{11.9 \times 2000 \times 615^2} = 0.022$
$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s}$	0.039	$0.420 < \xi_b = 0.55$	0.022
$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b h_0 \xi}{f_y}$	1841	2338	1039
选用钢筋	4 25	4 25 + 2 20	3 25
实用钢筋 (mm ²)	1964	2592	603

表 9-10

主梁斜截面承载力计算

截 面	A	B (左)	B (右)
V (kN)	169.84	267.47	237.4
$0.25 f_t b h_0$ (N)	$0.25 \times 11.9 \times 250 \times 615 = 457406$ $> V = 169840$	$0.25 \times 11.9 \times 250 \times 580 = 431375$ $> V = 267470$	431375 $> V = 23740$
$0.7 \beta_n f_t b h_0$ (N)	$0.7 \times 1.0 \times 1.27 \times 250 \times 615$ $= 136684 < V = 169840$	$0.7 \times 1.0 \times 1.27 \times 250 \times 580$ $= 128905 < V = 267470$	128905 $< V = 23740$
箍筋肢数、直径	四肢 $\Phi 8$	四肢 $\Phi 8$	四肢 $\Phi 8$
$A_{sv} = n A_{sv1}$ (mm ²)	100.6	100.6	100.6
$s = \frac{1.25 f_y A_{sv} h_0}{V - 0.7 f_t b h_0}$	$\frac{1.25 \times 210 \times 100.6 \times 615}{169840 - 136684} = 490$	$\frac{1.25 \times 210 \times 100.6 \times 580}{267470 - 128905} = 111$	111
实配箍筋间距 (mm ²)	100	100	100

5. 主梁附加箍筋的计算

由次梁传给主梁的集中荷载为

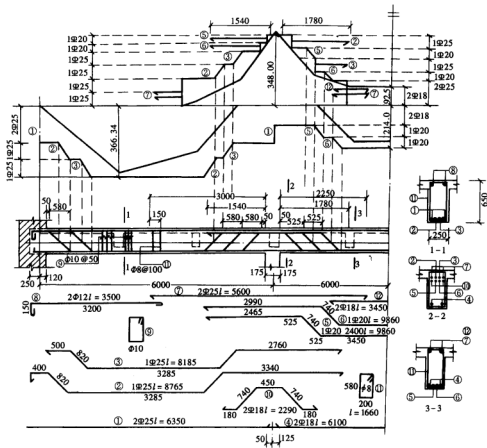
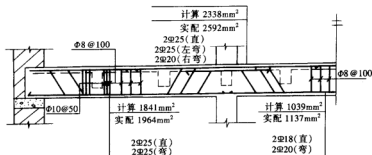
$$F = G + Q = 56.58 + 140.4 = 196.98 \text{ kN}$$

用 $\Phi 10$ 四肢箍, $n = 2$ 。

$$A_{sv} \geq \frac{F}{f_y \sin \alpha} = \frac{196980}{210 \times \sin 45^\circ} = 938 \text{ mm}^2$$

采用在次梁每一侧各加密 3 道 $\Phi 10$ 四肢箍筋, 间距 50mm。

6. 施工图



第二节 整体式双向板肋形楼盖

一、双向板的受力特点

板内力分布主要取决于支承及嵌固条件(如单边嵌固、两对边简支、周边简支或嵌固),几何特征(如板的边长比及板厚)以及荷载形式(如集中力、分布力)等因素。单边嵌固的悬臂板和两对边支承的板,只在一个方向发生弯曲并产生内力,故称为单向板。对于周边支承的板(墙或梁支承,包括两邻边及三边支承板)将沿两个方向发生弯曲并产生内力,故称为双向板。但是,后者当边长比相差较大时,板面荷载大部分沿短向传递,主要在短跨方向发生弯曲,而另一方向的弯曲则很小,故常忽略不计。当长边 l_2 与短边 l_1 之比 $l_2/l_1 < 2$ 时,则板沿 l_2 及 l_1 两个方向的弯曲均不可忽略,两个方向的荷载及弯矩与板的边长比有关。图9-32为从双向板中取出的中央板带,两条板带在中央交点处的挠度为 δ ,因 $l_2 > l_1$,故 l_1 板带的曲率要比 l_2 板带的曲率大,相应地 l_1 板带所受弯矩也就大,即由短跨方向板带所承担的荷载较多。双向板的工作特点是两个方向同时受力,所以两个方向均需配置受力钢筋。

双向板比单向板受力好,板的刚度好,双向板的跨度可达5m,而单向板的常用跨度一般在2m以内,双向板的板厚也较同跨度单向板薄,例如对多跨连续板,单向板最小厚度为跨度的1/40,而双向板为跨度的1/50。

根据试验研究,双向板的受力特点可归纳如下:

(1) 四边简支的方板和矩形板,在均布荷载作用下,在裂缝出现之前,板基本处于弹性工作阶段。图9-34为双向板破坏时板底及板面裂缝。如图9-34(a)所示,加荷后第一批裂缝出现在板底中部,然后逐渐沿45°方向向板四角扩展,当钢筋应力达到屈服点后,裂缝显著增大。板即将破坏时,板面四角产生环状裂缝,见图9-34(b),这种裂缝的出现促使板底裂缝进一步开展,最后板破坏。

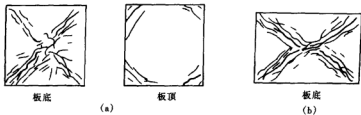


图9-34 简支双向板破坏时的裂缝分布

(a) 方形板; (b) 矩形板

(2) 双向板在荷载的作用下,四角有翘曲的趋势,所以,板传给支承梁的压力,沿板长方向不是均匀的,在板的中部较大,两端较小。

(3) 双向板的受力钢筋不采用垂直于板底裂缝的方向,而仍采用平行于四边的方向。因平行于四边的配筋其裂缝荷载(即板底出现第一批裂缝时的荷载)较大,而破坏时极限荷载又与对角线方向配筋相差不大,且施工方便,所以双向板采用平行于四边的配筋方式。

(4) 细而密的配筋较粗而疏的有利；强度等级高的混凝土较等级低的有利。

二、双向板内力计算方法

双向板内力计算方法有两种，即：按弹性理论的计算和按塑性理论方法。

(一) 按弹性理论的计算

1. 单跨双向板的计算

单跨双向板按其四边支承情况的不同，目前一般采用根据楼盖中常会遇到如下六种情况编制的弹性薄板理论编制的弯矩系数表（附表 22～附表 27）进行计算。即

$$m = \text{表中系数} \times ql^2 \quad (9-14)$$

式中 m ——跨中或支座单位板宽内的弯矩， $\text{kN}\cdot\text{m}$ ；

q ——均布荷载， kN/m^2 ；

l ——板的较小跨度， m 。

附表 22～表 27 则给出了如图 9-35 所示六种边界条件的单跨板在均布荷载作用下的挠度系数、支座弯矩系数以及当泊松比 $\nu=0$ 时的跨中弯矩系数。钢筋混凝土结构 $\nu=0.2$ ，故对跨中弯矩应按下式计算

$$m_x^{(\nu)} = m_x + \nu m_y \quad (9-14a)$$

$$m_y^{(\nu)} = m_y + \nu m_x \quad (9-14b)$$

式中 m_x 、 m_y ——按附表 22～表 27 查得的板跨中弯矩系数计算得到的跨中弯矩值。

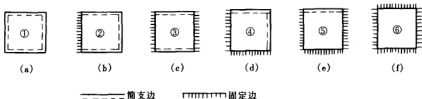


图 9-35 双向板的六种四边支承情况

2. 多跨连续双向板的计算

多跨连续双向板按弹性理论的精确计算更为复杂。因此，工程中采用近似的实用计算方法，该法采用了如下两个假定：

(1) 支承梁的抗弯刚度很大，其垂直位移可忽略不计。

(2) 支承梁的抗扭刚度很小，可自由转动。

根据上述假定可将梁视为双向板的不动铰支座，从而使计算简化。

在确定活荷载的最不利作用位置时，采用了既能接近实际情况，又便于利用单区格板计算表的布置方案：当求支座负弯矩时，楼盖各区格板均满布活荷载；当求跨中正弯矩时，在该区格及其前后左右每隔一区格布置活荷载。这通常称为棋盘式布置（见图 9-36）。

(1) 跨中最大弯矩。

当求跨中最大正弯矩时，其活荷载的最不利位置如图 9-36 所示的棋盘式布置。为便于利用单区格板的表格，可将如图 9-36 (c) 所示的计算简图上的荷载（满布各跨的恒荷载 g

和隔跨布置的活荷载 q 分解为满布各跨的 $g + q/2$ 和隔跨交替布置的 $\pm q/2$ 两部分, 见图 9-36 (a)、(b)。

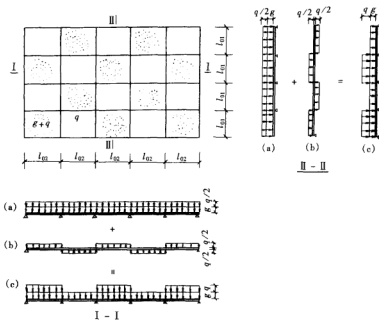


图 9-36 连续双向板的计算图示

(a) 满布荷载 $g + q/2$; (b) 隔跨布置荷载 $\pm q/2$; (c) 满布各跨恒载 g 和隔跨布置活载 q

当楼盖各区格均作用有 $g + q/2$ 时, 见图 9-36 (a)。由于内区格板支座两边结构对称, 且荷载对称或接近对称布置, 故各支座不转动或发生很小的转动, 因此可近似地将内区格板看成四边固定的双向板, 求其跨中弯矩。

当所求区格作用有 $+q/2$, 相邻区格作用有 $-q/2$, 其余区格均间隔布置时, 见图 9-36 (b), 可近似作为承受反对称荷载 $\pm q/2$ 的连续板, 由于中间支座弯矩为零或很小, 故内区格的跨中弯矩可近似地按四边简支的双向板计算 (见附表 19)。

在上述两种荷载情况下的边区格板, 其外边界的支座按实际情况考虑, 而内边界的支座则按相应荷载情况考虑为固定或简支。

最后, 将所求区格在这两种荷载作用下的跨中弯矩叠加, 即求得该区格的跨中最大正弯矩。值得注意的是, 在求跨中弯矩时, 均应按式 (9-12) 考虑材料泊松比的影响。

(2) 支座最大负弯矩。求支座最大负弯矩时, 由于活荷载按各区格均满布荷载, 故内区格板可按四边固定的双向板计算其支座弯矩 (附表 25)。至于边区格板, 其内支座仍按固定考虑, 而外边界支座则按实际情况考虑。

3. 双向板支承梁按弹性理论计算

双向板承受的荷载将朝最近的支承梁传递。因此, 支承梁承受的荷载可用从板角作 45°

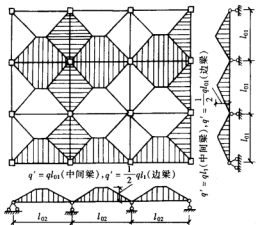


图 9-37 双向板支承梁上的荷载

算梁的跨中弯矩。

分角线的方法确定。如为正方形板,则四条分角线将相交于一点,双向板支承梁的荷载均为三角形荷载。如为矩形板,四条分角线分别交于两点,该两点的连线平行于长边方向(见图 9-37)。这样,将板上荷载分成四部分并换算成均布荷载,如短边支承梁承受三角形荷载换算成均布荷载,见图 9-38 (a),长边支承梁承受梯形荷载换算成均布荷载,见图 9-38 (b)。

(二) 按塑性理论方法

在考虑内力塑性重分布时,可在弹性理论求得的支座弯矩的基础上,对支座弯矩进行调幅,再按实际荷载分布计

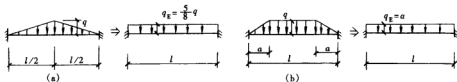


图 9-38 分布荷载化为等效均布荷载

(a) 三角形分布荷载; (b) 梯形分布荷载 $a = a/l$

三、双向板截面配筋计算和构造要求

(一) 截面设计

1. 截面的弯矩设计值

对于周边与梁整体连接的双向板,除角区格外,可考虑周边支承梁对板的有利影响,即周边支承梁对板形成的拱作用,将截面的计算弯矩乘以下列折减系数予以考虑。

(1) 对于连续板的中间区格,其跨中截面及中间支座截面折减系数为 0.8。

(2) 对于边区格跨中截面及第一内支座截面,当 $l_b/l_0 < 1.5$ 时,折减系数为 0.8; 当 $1.5 \leq l_b/l_0 < 2$ 时,折减系数为 0.9。其中 l_0 为垂直于楼板边缘方向板的计算跨度; l_b 为平行于楼板边缘方向板的计算跨度。

(3) 楼板的角区格不应折减。

2. 截面有效高度 h_0

由于板内上、下钢筋都是纵横叠置的,同一截面处通常有四层。故计算时在两个方向应分别采用各自的截面有效高度 h_{01} 和 h_{02} 。考虑到短跨方向的弯矩比长跨方向大,故应将短跨方向的钢筋放在板的外侧。通常 h_{01} 和 h_{02} 的取值为: 短跨 l_{01} 方向, $h_{01} = h - 20\text{mm}$; 长跨 l_{02} 方向, $h_{02} = h - 30\text{mm}$ (其中 h 为板厚)。

3. 配筋计算

由单位宽度的截面弯矩设计值 m 按下式计算受拉钢筋截面积

$$A_s = \frac{m}{\gamma_s h_0 f_y} \quad (9-15)$$

式中 γ_s ——内力臂系数, 近似取 $0.9 \sim 0.95$ 。

(二) 双向板的构造

1. 板厚

双向板的厚度通常在 $80 \sim 160\text{mm}$ 范围内, 任何情况下不得小于 80mm 。由于双向板的挠度一般不另作验算, 故为使板有足够的刚度, 板厚应符合下述要求:

简支板

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{45} \quad (9-16a)$$

连续板

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{50} \quad (9-16b)$$

式中 l ——双向板的短跨计算跨度, mm 。

2. 钢筋配置

双向板的配筋方式有分离式和连续式两种。

按弹性理论, 板的跨中弯矩不仅沿板长变化, 且沿板宽向两边逐渐减小; 而板底钢筋却是按最大跨中正弯矩求得的, 故应向两边逐渐减少。考虑到施工方便, 其减少方法为: 将板

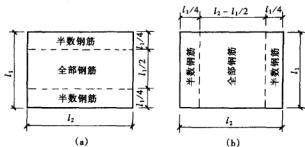


图 9-39 双向板配筋示意图

(a) 平行于 l_2 的钢筋 A_{s2} ; (b) 平行于 l_1 的钢筋 A_{s1}

在 l_1 及 l_2 方向各分为三个板带 (见图 9-39), 两边板带的宽度为板短向跨度 l_1 的 $1/4$, 其余为中间板带。在中间板带均匀配置按最大正弯矩求得的板底钢筋, 边板带内则减少一半, 但每米宽度内不得少于三根。对于支座边界板面负钢筋, 为了承受四角扭矩, 按最大支座负弯矩求得的钢筋沿全支座均匀分布, 并不在边板带内减少。

在简支的双向板中, 考虑支座的实际约束情况, 每个方向的正钢筋均应弯起 $1/3$; 图 9-40 为单块四边简支双向板的典型配筋情形。

在固定支座的双向板及连续的双向板中, 板底钢筋可弯起 $1/3 \sim 1/2$ 作为支座负钢筋,

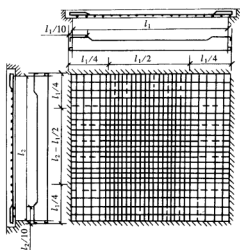


图 9-40 单块四边简支双向板的典型配筋

活载设计值

$$q = 1.3 \times 6 = 7.8 \text{ kN/m}^2$$

不足时再另加板面直钢筋。因为在边板带内钢筋数量减少，故角上尚应放置两个方向的附加钢筋。

受力筋的直径、间距和弯起点、切断点的位置，以及沿墙边、墙角处的构造钢筋，均与单向板楼盖的有关规定相同。

【例 9-2】 某双向板楼盖结构平面尺寸及支承如图 9-41 所示，板厚 $h = 130 \text{ mm}$ ，梁截面为 $250 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$ ，板承受活载为 6 kN/m^2 ，恒载为 4.0 kN/m^2 （包括板的自重）。混凝土采用 C25，HPB235 级钢筋，试用弹性方法计算跨中及支座钢筋截面面积。

解 如图所示进行编号，共分七类即 A、B、C、D、E、F、G。

(一) 荷载设计值

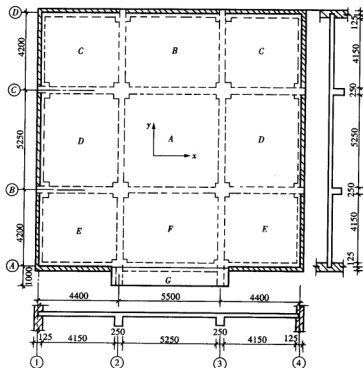


图 9-41 双向板肋形楼盖结构平面布置图

恒载设计值

$$g = 1.2 \times 4.0 = 4.80 \text{ kN/m}^2$$

$$g + q = 4.8 + 7.8 = 12.6 \text{ kN/m}^2$$

$$g + \frac{q}{2} = 4.8 + \frac{7.8}{2} = 8.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{q}{2} = \frac{7.8}{2} = 3.9 \text{ kN/m}^2$$

(二) 计算跨度

(1) 中间跨: $l_0 = l_c$;(2) 边跨: $l_0 = l_n + b_0$ 。式中: l_c 为轴线间距离; l_n 为净跨; b 为梁宽。

(三) 弯矩计算

A 区格板。 $l_x = 5.5\text{m}$, $l_y = 5.25\text{m}$, $l_y/l_x = 5.25/5.5 = 0.95$, 由附表 22 和附表 25 查得四边嵌固时的弯矩系数和四边简支时的弯矩系数如表 9-11 所示 (因按 l_y/l_x 查表, 故表 9-11 中的 α_x 、 α_y 、 α'_x 、 α'_y 分别为附表 22 和附表 25 中的 α_x 、 α_y 、 α'_x 、 α'_y)。

表 9-11

弯矩系数

l_y/l_x	支承条件	α_x	α_y	α'_x	α'_y
0.95	四边嵌固	0.0172	0.0198	-0.0528	-0.0550
	四边简支	0.0364	0.041	—	—

$$\begin{aligned} m_x &= 0.0172 \left(g + \frac{q}{2} \right) l_y^2 + 0.0364 \frac{q}{2} l_y^2 + 0.2 \left[0.0198 \left(g + \frac{q}{2} \right) l_y^2 + 0.041 \frac{q}{2} l_y^2 \right] \\ &= [0.0172(4.8 + 3.9) + 0.0364 \times 3.9] 5.25^2 + 0.2 [0.0198(4.8 + 3.9) + 0.041 \times 3.9] 5.25^2 \\ &= 8.04 + 0.2 \times 9.16 = 9.87 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$m_y = 9.16 + 0.2 \times 8.04 = 10.84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m'_x = -0.0528 (4.8 + 7.8) 5.25^2 = -18.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m'_y = -0.0550 (4.8 + 7.8) 5.25^2 = -19.10 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

B 区格板。 $l_x = 5.5\text{m}$, $l_y = 3.95 + 0.125 + 0.06 = 4.14\text{m}$, $l_y/l_x = 4.14/5.5 = 0.75$, 由附表 22 和附表 27 查得三边嵌固一边简支时的弯矩系数和四边简支时的弯矩系数如表 9-12 所示。

表 9-12

弯矩系数

l_y/l_x	支承条件	α_x	α_y	α'_x	α'_y
0.75	三边嵌固 一边简支	0.0214	0.0354	-0.0729	-0.0837
	四边简支	0.0317	0.0620	—	—

$$\begin{aligned} m_x &= 0.0214 \left(g + \frac{q}{2} \right) l_y^2 + 0.0317 \frac{q}{2} l_y^2 + 0.2 \left[0.0354 \left(g + \frac{q}{2} \right) l_y^2 + 0.062 \frac{q}{2} l_y^2 \right] \\ &= [0.0214 \times (4.8 + 3.9) + 0.0317 \times 3.9] \times 4.14^2 + 0.2 [0.0354 \times (4.8 + 3.9) + 0.062 \times 3.9] \times 4.14^2 \\ &= 5.31 + 0.2 \times 9.42 = 7.19 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$m_y = 9.42 + 0.2 \times 5.31 = 10.48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m'_x = -0.0729 \times (4.8 + 7.8) \times 4.14^2 = -15.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m'_y = -0.0837 \times (4.8 + 7.8) \times 4.14^2 = -18.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

D 区格板。\$l_x = 4.15 + 0.125 + 0.06 = 4.34\text{m}\$, \$l_y = 5.25\text{m}\$, \$l_y/l_x = 4.34/5.25 = 0.83\$, 由附表 22 和附表 27 查得三边嵌固一边简支时的弯矩系数和四边简支时的弯矩系数如表 9-13 所示。

表 9-13

弯 矩 系 数

\$l_y/l_x\$	支承条件	\$\alpha_x\$	\$\alpha_y\$	\$\alpha'_x\$	\$\alpha'_y\$
0.83	三边嵌固 一边简支	0.0288	0.0288	-0.0735	-0.0693
	四边简支	0.0528	0.0342	—	—

$$\begin{aligned} m_x &= 0.0288 \left(g + \frac{q}{2} \right) l_y^2 + 0.0528 \frac{q}{2} l_y^2 + 0.2 \left[0.0288 \left(g + \frac{q}{2} \right) l_y^2 + 0.0342 \frac{q}{2} l_y^2 \right] \\ &= [0.0288 \times (4.8 + 3.9) + 0.0528 \times 3.9] \times 4.34^2 + 0.2 \\ &\quad \times [0.0288 \times (4.8 + 3.9) + 0.0342 \times 3.9] \times 4.34^2 \\ &= 8.60 + 0.2 \times 7.23 = 10.05 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$m_y = 7.23 + 0.2 \times 8.60 = 8.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m'_x = -0.0735 (4.8 + 7.8) \times 4.34^2 = -17.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m'_y = -0.0693 (4.8 + 7.8) \times 4.34^2 = -16.45 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

C 区格板。\$l_x = 4.34\text{m}\$, \$l_y = 3.95 + 0.125 + 0.06 = 4.14\text{m}\$, \$l_y/l_x = 4.14/4.34 = 0.95\$, 由附表 22 和附表 26 查得两邻边嵌固和两邻边简支时的弯矩系数和四边简支时的弯矩系数如表 9-14 所示。

表 9-14

弯 矩 系 数

\$l_y/l_x\$	支承条件	\$\alpha_x\$	\$\alpha_y\$	\$\alpha'_x\$	\$\alpha'_y\$
0.95	两邻边嵌固 两邻边简支	0.0244	0.0267	-0.0698	-0.0726
	四边简支	0.0364	0.041	—	—

$$\begin{aligned} m_x &= 0.0244 \left(g + \frac{q}{2} \right) l_y^2 + 0.0364 \frac{q}{2} l_y^2 + 0.2 \left[0.0267 \times \left(g + \frac{q}{2} \right) l_y^2 + 0.041 \frac{q}{2} l_y^2 \right] \\ &= [0.0244 \times (4.8 + 3.9) + 0.0364 \times 3.9] \times 4.14^2 + 0.2 \times [0.0267 \times (4.8 + 3.9) \\ &\quad + 0.041 \times 3.9] \times 4.14^2 \\ &= 6.07 + 0.2 \times 6.72 = 7.41 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$m_y = 6.72 + 0.2 \times 6.07 = 7.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m'_x = -0.0698 \times (4.8 + 7.8) \times 4.14^2 = -15.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m'_y = -0.0726 \times (4.8 + 7.8) \times 4.14^2 = -15.67 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

E 区格板。可取与 C 区格板相同。

F 区格板。由于悬挑部分的弯矩 $m_y = -\frac{1}{2}(g+q)l_0^2 = -\frac{1}{2} \times (4.8+7.8) \times l^2 = -6.30 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 小于 F 区格板按四边嵌固算得的弯矩, 故可取与 B 区格板相同, 悬挑部分仍旧按 $m_y = -6.30 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 配筋。

(四) 截面设计

截面有效高度: 选用 $\Phi 10$ 钢筋作为主筋, 则短边方向跨中截面的 $h_{01} = 110 \text{ mm}$; 长跨方向跨中截面的 $h_{02} = 100 \text{ mm}$; 支座截面处 $h_0 = 110 \text{ mm}$ 。

截面弯矩设计值: 由于楼盖周边为砖墙承重, 角区格板 C、E 不予减少; 而边跨的跨中截面及楼板边缘算起的第二支座上, 由于沿楼板边缘方向的计算长度与垂直于楼板边缘方向的跨长比 $5.25/4.34 = 1.21 < 1.5$, 故其弯矩值可减少 20%, 中间跨的跨中截面及中间支座上的弯矩也可以减少 20%。

计算配筋时, 取内力臂系数 $\gamma_s = 0.90$, 则

$$A_s = \frac{M}{\gamma_s h_0 f_y} = \frac{M}{0.90 h_0 210} = \frac{M}{189 h_0}$$

截面配筋计算结果及实际配筋列于表 9-15, 配筋图见图 9-42。

表 9-15 多区格板按弹性理论分析内力时的截面配筋计算

截 面		h_0 (mm)	M (kN·m)	A_s (mm ²)	配筋 (mm)	实配 (mm ²)	
跨 中	区格 A	l_x	100	9.87×0.8	418	$\Phi 10 @ 180$	436
		l_y	110	10.84×0.8	417	$\Phi 10 @ 180$	436
	区格 B	l_x	100	7.19×0.8	304	$\Phi 8 / \Phi 10 @ 200$	322
		l_y	110	10.48×0.8	403	$\Phi 10 @ 180$	436
	区格 C、E	l_x	100	7.41	392	$\Phi 10 @ 180$	436
		l_y	110	7.93	420	$\Phi 10 @ 180$	436
	区格 D	l_x	110	10.05×0.8	386	$\Phi 10 @ 180$	436
		l_y	100	8.95×0.8	379	$\Phi 10 @ 180$	436
	区格 F	l_x	100	7.19×0.8	304	$\Phi 8 / \Phi 10 @ 200$	322
		l_y	110	10.84×0.8	417	$\Phi 10 @ 180$	436
支 座	A - B	110	$\frac{19.10 + 18.08}{2} \times 0.8$ = 14.87	715	$\Phi 10 @ 100$	785	
	A - D	110	$\frac{18.34 + 17.44}{2} \times 0.8$ = 14.31	688	$\Phi 10 @ 100$	785	
	A - F	110	$\frac{19.10 + 18.08}{2} \times 0.8$ = 14.87	715	$\Phi 10 @ 100$	785	
	B - C E - F	110	$\frac{15.74 + 15.07}{2} = 15.41$	741	$\Phi 10 @ 100$	785	
	C - D D - E	110	$\frac{15.67 + 16.45}{2} = 16.06$	772	$\Phi 10 @ 100$	785	
	F - G	110	6.30	303	$\Phi 8 / \Phi 10 @ 200$	322	

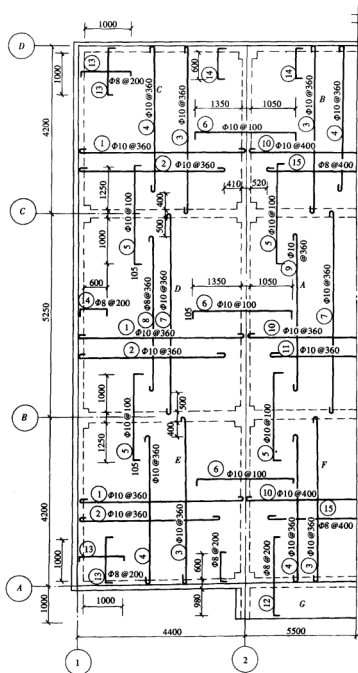


图 9-42 双向板肋形楼盖板按弹性理论计算的配筋图

第三节 装配式混凝土楼盖

装配式混凝土楼盖主要由搁置在承重墙或梁上的预制混凝土铺板组成,故又称为装配式铺板楼盖。铺板的形式对楼盖的施工、使用和经济效果影响较大。因此,本书着重介绍铺板的形式、优缺点及其适用范围。对这种楼盖的连接构造和装配式构件的计算特点也作扼要的介绍。

一、预制铺板的形式、特点及其适用范围

常用的预制铺板有实心板、空心板、槽形板、T形板(见图9-43)等,其中以空心板的应用最为广泛。我国各地区或省一般均有自编的标准图,其他铺板大多数也编有标准图。随着建筑业的发展,预制的大型楼板(平板式或双向肋形)也日益增多。



图9-43 预制铺板的截面形式

(一) 实心板

实心板上下表面平整,制作简单,但材料用量较多,适用于荷载及跨度较小的走道板、管沟盖板、楼梯平台板等。常用板长: l 为1.8~2.4m;板厚 $h > l/30$,常用50~100mm;板宽 B 为500~1000mm。

(二) 空心板

空心板自重比实心板轻,截面高度可取较实心板大,故其刚度较大,隔音、隔热效果亦较好,其顶棚或楼面均较槽板易于处理,因而在装配式楼盖中应用甚为广泛。空心板的缺点是板面不能任意开洞,自重也较槽形板大。

空心板截面的孔型有圆形、方形、矩形或长圆形(见图9-44),视截面尺寸及抽芯设备而定,孔数视板宽而定。扩大和增加孔洞对节约混凝土减轻自重和隔音有利,但若孔洞过大,其板面需按计算配筋时反而不经济,此外,大孔洞板在抽芯时,易造成尚未结硬的混凝土坍落。为避免空心板端部压坏,在极端应塞混凝土堵头。



图9-44 空心板的类型

空心板截面高度可取为跨度的 $1/25 \sim 1/20$ (普通钢筋混凝土)或 $1/35 \sim 1/30$ (预应力混凝土),其取值宜符合砖的模数,通常有120、180、240mm几种。空心板的宽度主要根据当

地制作、运输和吊装设备的具体条件而定,常用500、600、900、1200mm。应尽可能地采取等宽板以加快安装进度。板的长度视房间或进深的大小而定,一般有3.0、3.3、3.6、...,6m,多数按0.3m进级。目前,非预应力空心板的最大长度为4.8m,预应力的可达7.5m。

(三) 槽形板

槽形板有助向下(正槽板)和肋向上(倒槽板)两种。正槽板可以较充分利用板面混凝土抗压,但不能直接形成平整的天棚,倒槽板则反之。槽形板较空心板轻,但隔音隔热性能较差。槽形板由于开洞较自由,承载能力较大,故在工业建筑中采用较多。此外,也可用于对天花板要求不高的民用建筑屋盖和楼面结构。

(四) T形板

T形板有单T板和双T板两种。这类板受力性能良好,布置灵活,能跨越较大的空间,且开洞也较自由,但整体刚度不如其他类型的板。双T板比单T板有较好的整体刚度,但自重较大,对吊装能力要求较高。T形板适用于板跨在12m以内的楼面和屋盖结构。

T形板的翼缘宽度为1500~2100mm,截面高度为300~500mm,视其跨度大小而定。

二、楼盖梁

在装配式混凝土楼盖中,有时需设置楼盖梁。楼盖梁可为预制或现浇,视梁的尺寸和吊装能力而定。

一般混合结构房屋中的楼盖梁多为简支梁或带悬挑的简支梁,有时也做成连续梁。梁的截面多为矩形。当梁较高时,为满足建筑净空要求,往往做成花篮梁(十字梁)。此外,为便于布板和砌墙,还设计成T形梁和倒L形梁。简支梁的高跨比一般为 $1/14 \sim 1/8$ 。

三、装配式构件的计算要点

装配式梁板构件,其使用阶段承载力、变形和裂缝开展验算与现浇整体式结构完全相同。但是,这种构件在制作、运输和吊装阶段的受力与使用阶段不同,故还需要进行施工阶段的验算(包括吊环、吊钩的计算)。

(一) 施工阶段的验算

对于装配式钢筋混凝土梁板构件,必须进行运输和吊装验算。对于预应力混凝土构件,还应进行张拉(后张法构件)和放松(先张法构件)预应力钢筋时构件承载力和抗裂度的验算。这时,应注意下列各点:

- (1) 按构件实际堆放情况和吊点位置确定计算简图。
- (2) 考虑运输、吊装时的动力作用,构件自重应乘以1.5的动力系数。
- (3) 对于预制楼板、挑檐板、雨篷板等构件,应考虑在其最不利位置作用1kN的施工集中荷载(当计算挑檐、雨篷承载力时,沿板宽每隔1m考虑一个集中荷载,在验算其倾覆时,沿板宽每隔2.5~3m考虑一个集中荷载),该集中荷载与使用活荷载不同时考虑。
- (4) 在进行施工阶段的承载力验算时,结构的重要性系数应较使用阶段的承载力计算降低一个安全等级,但也不得低于三级。

(二) 吊环的计算与构造

吊环应采用HPB235级钢筋,并严禁冷拉,以保持吊环具有良好的塑性。吊环锚固深度应不小于 $30d$,并应焊接或绑扎在构件钢筋的骨架上,每个吊环可考虑两个截面受力。

四、装配式混凝土楼盖的连接构造

楼盖除承受竖向荷载外,它还作为纵墙的支点,起着将水平荷载传递给横墙的作用。在这一传力过程中,楼盖在自身平面内可视为支承在横墙上的深梁,其中将产生弯曲和剪切应力。因此,要求铺板与铺板之间、铺板与墙之间以及铺板与梁之间的连接应能承受这些应力,以保证这种楼盖在水平方向的整体性。此外,增强铺板之间的连接,也可增加楼盖在垂直方向受力时的整体性,改善各独立铺板的工作条件。因此,在装配式混凝土楼盖设计中,应处理好各构件之间的连接构造。

(一) 板与板的连接

板与板的连接,一般采用强度不低于 15N/mm^2 的细石混凝土或砂浆灌缝,见图 9-45 (a)。当楼面有振动荷载或房屋有抗震设防要求时,板缝内应设置拉接钢筋,见图 9-45 (b),此时,板间缝隙应适当加宽。

(二) 板与墙和板与梁的连接

板与墙和梁的连接,分支承与非支承两种情况。

板与其支承墙和梁的连接,一般采用在支座上坐浆(厚度约为 $10\sim 20\text{mm}$),板在砖墙上的支承宽度应不低于 100mm ,在钢筋混凝土梁上应不低于 $60\sim 80\text{mm}$ (见图 9-46)方能保证可靠地连接。

板与非支承墙和梁的连接,一般采用细石混凝土灌缝,见图 9-47 (a)。当板长不小于

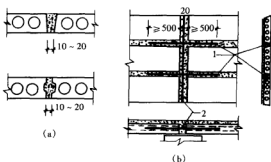


图 9-45 板与板的连接构造

(a) 一般连接构造; (b) 有抗震要求时的连接构造

1—拉接钢筋,间距不大于 2000mm ; 2—通长构造钢筋

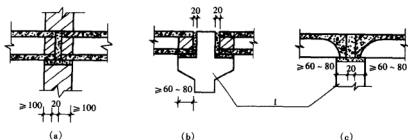


图 9-46 板与支承墙和支承梁的连接构造

(a) 板与墙的连接; (b)、(c) 板与钢筋混凝土梁的连接

1—钢筋混凝土梁

5m 时,应在板的跨中设置两根直径为 8mm 的联系筋,见图 9-47 (b),或将钢筋混凝土圈梁设置于楼盖平面处,以增强其整体性,见图 9-47 (c)。

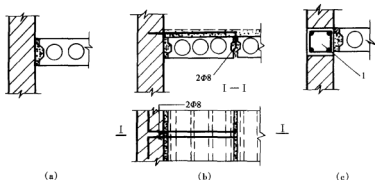


图 9-47 板与非支承墙的连接构造
(a) 板长小于 5m 时; (b)、(c) 板长大于 5m 时
I—I 钢筋混凝土梁

(三) 梁与墙的连接

梁在砖墙上的支承长度，应满足梁内受力钢筋在支座处的锚固要求和支座处砌体局部抗压承载力的要求。当砌体局部抗压承载力不足时，应按砌体结构设计规范设置梁下垫块。预制梁也应在支承处坐浆 10~20mm；必要时，在梁端设置拉结钢筋。

第四节 楼 梯

除前述各种类型的楼盖（或屋盖）外，房屋建筑中的楼梯、雨篷、阳台、挑梁等也属楼板结构。这些结构构件由于工作条件的不同，外形比较特殊，如楼梯包含有斜向搁置的受弯构件，雨篷、阳台、挑梁包含悬挑的受弯构件，因而在外形、计算及构造上均各具特点。本节着重介绍楼梯计算与构造。

楼梯是多层及高层房屋建筑的重要组成部分。因承重及防火要求，一般采用钢筋混凝土楼梯。这种楼梯按施工方法的不同可分为现浇式和装配式；按结构受力状态可分为梁式、板式、剪刀式和螺旋式（见图 9-48）。前两种属平面受力体系，后两种则为空间受力体系。本节主要介绍常见的板式和梁式楼梯。

(一) 钢筋混凝土现浇楼梯

现浇楼梯由梯段和平台两部分组成，其平面布置和踏步尺寸等由建筑设计确定。通常现浇楼梯的梯段可以是一块斜放的板，板端支承在平台梁上，最下梯段的一端可支承在地垅墙上，见图 9-48 (b)，这种形式的楼梯称为板式楼梯。梯段上的荷载可直接传给平台梁或地垅墙。这种楼梯下表面平整，因而施工支模较方便，外观也较轻巧，但斜板较厚（约为跨度的 1/35~1/25），适用于梯段水平投影在 3m 以内的楼梯。当梯段较长时，为节约材料，可在斜板两侧或中间设置斜梁，这种楼梯称为梁式楼梯，见图 9-48 (a)。作用于楼梯上的荷载先由踏步板传给斜梁，再由斜梁传给平台梁或地垅墙。但这种楼梯施工支模较复杂，并显得

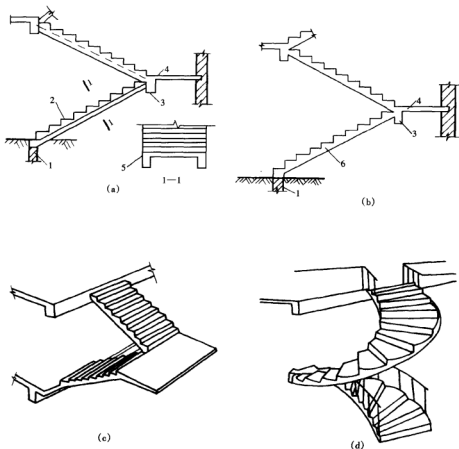


图 9-48 各种形式楼梯的示意图

(a) 梁式楼梯; (b) 板式楼梯; (c) 剪刀式楼梯; (d) 螺旋楼梯

1—地境墙; 2—踏步板; 3—平台梁; 4—平台板; 5—斜梁; 6—梯段板

较笨重。由于上述两种楼梯的组成和传力路线不同, 其计算方法也有各自的特点。

1. 板式楼梯的计算

板式楼梯的计算包括斜板、平台板和平台梁的计算。

(1) 斜板的计算。

梯段板通常支承在上、下平台梁上, 并与一端搁置在墙上或窗过梁上的平台板连成一体, 见图 9-49 (a)。当上平台梁不能满足楼梯净空要求时, 可取消该梁, 做成如图 9-49 (b) 所示的折线梯段板。对于室外楼梯或要求平台板与外墙脱开时, 也可做成如图 9-49 (c) 所示带悬挑的梯段板。

如图 9-49 (b) 所示的折线形梯段板, 仅下平台梁对板有所约束, 故仍按折线形梁的计

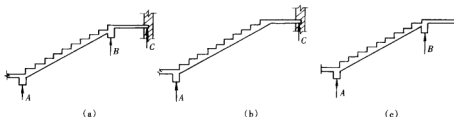


图 9-49 板式楼梯斜板支承情况示意图

(a) 直线梯段板; (b) 折线梯段板; (c) 带悬挑的梯段板

算方法确定其内力, 我们这里不作考虑。对于图 9-49 (a)、(c), 梯段板 (即斜板) 可简化为两端支承在平台梁上的简支斜板来计算, 计算简图如图 9-50 (a) 所示, 其计算跨度 l'_0 可近似取两平台梁中线间的斜距。荷载 p 包括斜板全部恒载与活荷载, 此处 p 为每单位水平长度内的垂直荷载。计算时应注意, 沿斜板斜向单位长度的恒载应化为沿单位水平长度的垂直荷载, 再与活荷载相加, 其单位为 “kN/m”。

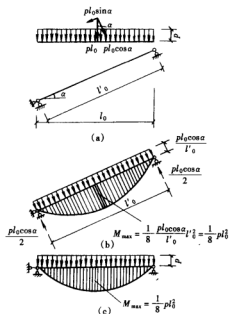


图 9-50 斜板的弯矩

由上可知, 斜板在竖向荷载作用下, 最大弯矩等于相应水平梁的最大弯矩, 见图 9-50 (b)、(c); 最大剪力等于相应水平梁最大剪力乘以 $\cos \alpha$ 。

应当注意: 当用上述公式进行斜板强度计算时, 截面高度应以斜向高度计算。

板式楼梯的斜板与平台梁并非铰接, 平台梁以及与之相连的平台板对斜板有一定的约束

如图 9-50 (a) 所示, 竖向均布荷载 p 的合力 pl_0 可分解为的 $pl_0 \sin \alpha$ 和 $pl_0 \cos \alpha$ 。 $pl_0 \cos \alpha$ 与斜板垂直, 使斜板受弯; $pl_0 \sin \alpha$ 与斜板平行, 使斜板产生轴向力, 因其对斜板影响很小, 设计中不必考虑。

为求简支斜板最大内力, 应将 $pl_0 \cos \alpha$ 再均布在跨度 l'_0 上, 即 $\frac{pl_0 \cos \alpha}{l'_0}$, 则斜板的最大弯矩和最大剪力为

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \left(\frac{pl_0 \cos \alpha}{l'_0} \right) l'^2_0 = \frac{1}{8} pl_0 \cos \alpha l'_0$$

$$V_{\max} = \frac{1}{2} \left(\frac{pl_0 \cos \alpha}{l'_0} \right) l'_0 = \frac{1}{2} pl_0 \cos \alpha$$

由 $l_0 = l'_0 \cos \alpha$, 即 $l'_0 = \frac{l_0}{\cos \alpha}$ 代入上式得

$$M_{\max} = \frac{1}{8} pl_0 \cos \alpha \frac{l_0}{\cos \alpha} = \frac{1}{8} pl_0^2$$

$$V_{\max} = \frac{1}{2} pl_0 \cos \alpha$$

作用,即减小了斜板的跨中弯矩。考虑这一有利影响,在计算现浇板式楼梯的

斜板时,可取 $M_{\max} = \frac{1}{10} p l_0^2$ 。

斜板的配筋构造如图 9-51 所示。为考虑支座连接处的整体性,防止开裂,斜板上部应配置适量钢筋,一般为 $\Phi 8@200$,其距支座的距离为 $l_n/4$ (l_n 为水平净跨度)。对于弯起式配筋,跨中钢筋应在距支座边缘 $l_n/4$ 处弯起,同时,自平台伸入的上部钢筋应至 $l_n/4$ 处。对于分离式配筋,踏步板中分布钢筋应在受力钢筋的内侧,一般应在每踏步下设置一根 $\Phi 8$ 或 $\Phi 6$ 的钢筋。

(2) 平台板与平台梁。

如图 9-52 (a) 所示,平台板一般是一块单向板,当两边都支承于梁上时,考虑梁对板

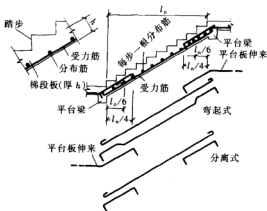


图 9-51 板式楼梯的配筋

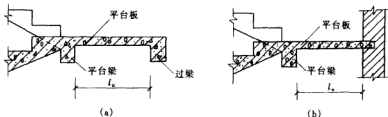


图 9-52 平台板的两种支承方式

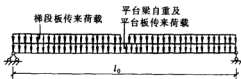


图 9-53 板式楼梯平台梁计算简图

平台梁除承受平台板传来的荷载外,主要是承受梯段斜板传来的均布荷载(见图 9-53),其计算和构造与一般受弯构件相同。内力计算时可不考虑梯段板之间的空隙,即荷载按全跨满布考虑,按简支梁计算。

当平台板两端分别与平台梁及窗过梁整体连接时,平台板的计算跨度取净跨;如一端与平台梁连接,另一端支承在砖墙上时,计算跨度取净跨加二分之一平台板厚。

【例 9-3】某教学楼楼梯结构布置如图 9-54 所示。采用 C25 混凝土,HPB235 级钢筋,踏步面层为 20mm 厚水泥砂浆,板底为 20mm 厚混合砂浆抹灰,楼梯踏步详图见图

的约束,板的跨中弯矩可按 $\frac{1}{10} p l_0^2$ 计算。配筋时,板中钢筋和整体楼盖一样,可采取分离式配筋或弯起式配筋。如图 9-52 (b) 所示,当板的一边与平台梁相连,另一边支承于墙上时板的跨中弯矩应按 $\frac{1}{8} p l_0^2$ 计算。

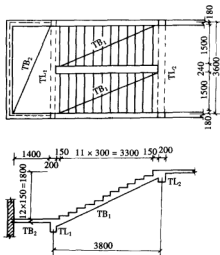


图 9-54 楼梯结构平面布置图

9-55, 采用金属栏杆, 试设计此板式楼梯。

解 计算步骤如下。

1. 斜板 TB_1

(1) 荷载计算。

板厚取 $h = \frac{1}{35} l_0 = \frac{1}{35} \times 3800 \approx 100\text{mm}$

取一个踏步宽 (1m) 为计算单元。

恒载:

$$\text{踏步板自重} \quad 1.2 \times \frac{0.112 + 0.262}{2} \times 0.3 \times 25 \times \frac{1}{0.3} = 5.61\text{kN/m}$$

$$\text{踏步面层重} \quad 1.2 (0.3 + 0.15) \times 0.02 \times 20 \times \frac{1}{0.3} = 0.72\text{kN/m}$$

$$\text{板底抹灰重} \quad 1.2 \times 0.335 \times 0.02 \times 17 \times \frac{1}{0.3} = 0.45\text{kN/m}$$

$$\text{栏杆重} \quad 1.2 \times 0.10 = 0.12\text{kN/m}$$

$$\text{活荷载} \quad 1.4 \times 2.5 = 3.5\text{kN/m}$$

$$p = 10.40\text{kN/m}$$

(2) 内力计算。

$$M_{\max} = \frac{1}{10} pl_0^2 = \frac{1}{10} \times 10.4 \times 3.8^2 = 15.02\text{kN} \cdot \text{m}$$

(3) 配筋计算。

取 $h_0 = h - 20 = 100 - 20 = 80\text{mm}$, 则

$$\alpha_s = \frac{\gamma_0 M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{1.0 \times 15.02 \times 10^6}{1.0 \times 11.9 \times 1000 \times 80^2} = 0.197$$

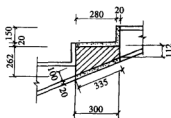


图 9-55 楼梯踏步详图

从附表查得 $\xi = 0.222 < \xi_b$, 则

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b h_0 \xi}{f_y} = \frac{1.0 \times 11.9 \times 1000 \times 80 \times 0.222}{210} = 1006 \text{ mm}^2$$

选用 $\Phi 12 @ 100$ ($A_s = 1131 \text{ mm}^2$) 满足要求。

2. 平台板 TB₂

平台板厚取 $h = 80 \text{ mm}$, 取 1 m 宽为计算单元。

(1) 荷载计算。

恒载:

平台板自重 $1.2 \times 0.08 \times 25 = 2.4 \text{ kN/m}$

平台板面层重 $1.2 \times 0.02 \times 20 = 0.48 \text{ kN/m}$

板底抹灰重 $1.2 \times 0.02 \times 17 = 0.41 \text{ kN/m}$

活荷载 $1.4 \times 2.5 \times 1 = 3.50 \text{ kN/m}$

$$p = 6.79 \text{ kN/m}$$

(2) 内力计算。

平台板计算跨度 $l_0 = 1.40 + \frac{0.08}{2} = 1.44 \text{ m}$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} p l_0^2 = \frac{1}{8} \times 6.79 \times 1.44^2 = 1.76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 配筋计算。

取 $h_0 = h - 20 = 80 - 20 = 60 \text{ mm}$

$$\alpha_s = \frac{\gamma_0 M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{1.0 \times 1.76 \times 10^6}{1.0 \times 11.9 \times 1000 \times 60^2} = 0.041$$

$$\xi = 0.042 < \xi_b$$

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b h_0 \xi}{f_y} = \frac{1.0 \times 11.9 \times 1000 \times 60 \times 0.042}{210} = 142.8 \text{ mm}^2$$

选用 $\Phi 8 @ 200$ ($A_s = 251 \text{ mm}^2$)。

3. 平台梁 TL₁

平台梁截面取 $b \times h = 200 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$

(1) 荷载计算。

斜板传来

$$10.4 \times \frac{3.6}{2} = 18.72 \text{ kN/m}$$

平台板传来

$$6.97 \times \left(\frac{1.40}{2} + 0.2 \right) = 6.11 \text{ kN/m}$$

平台梁自重

$$0.2 \times (0.4 - 0.08) \times 25 \times 1.2 = 1.92 \text{ kN/m}$$

梁侧抹灰自重

$$0.02 \times 2 \times 0.32 \times 17 \times 1.2 = 0.26 \text{ kN/m}$$

$$p = 27.01 \text{ kN/m}$$

(2) 内力计算。

$$l_0 = l_n + a = 3.24 + 0.36 = 3.6 \text{ m}$$

$$l_n = 1.05 l_0 = 1.05 \times 3.24 = 3.4 \text{ m}$$

两者取小值, 即

$$l_0 = 3.4\text{m}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \rho l_0^2 = \frac{1}{8} \times 27.01 \times 3.4^2 = 39.03\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\max} = \frac{1}{2} \rho l_n = \frac{1}{2} \times 27.01 \times 3.24 = 43.66\text{kN}$$

(3) 配筋计算。

1) 正截面承载力计算。

TL₁ 与 TB₁ 现浇在一起, 故应按倒 L 形截面计算。

翼缘厚度 $h'_f = 80\text{mm}$

翼缘宽度

$$b'_f = \frac{l_0}{6} = \frac{3400}{6} = 567\text{mm}$$

$$b'_f = b + \frac{S_n}{6} = 200 + \frac{1400}{2} = 900\text{mm}$$

取 $b'_f = 567\text{mm}$

取 $h_0 = h - 35 = 400 - 35 = 365\text{mm}$

$$\begin{aligned} \alpha_1 f_c b'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) &= 1.0 \times 11.9 \times 567 \times 80 \times \left(365 - \frac{80}{2} \right) \\ &= 114.2 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm} > 39.03 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

故属于第一类 T 形截面, 即受压区在翼缘内。

$$\alpha_s = \frac{\gamma_0 M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{39.03 \times 10^6}{1.0 \times 11.9 \times 567 \times 365^2} = 0.043$$

$$\xi = 0.045 < \xi_b$$

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b'_f h_0 \xi}{f_y} = \frac{1.0 \times 11.9 \times 567 \times 365 \times 0.045}{210} = 527.7\text{mm}^2$$

选用 3Φ16 ($A_s = 603\text{mm}^2$)。

2) 斜截面承载力计算。

$$0.7 f_t b h_0 = 0.7 \times 1.10 \times 200 \times 365 = 54824\text{N} > 43660\text{N}$$

按构造配置箍筋。选用双肢 Φ6 箍筋, 间距 $s = 200\text{mm}$, 沿梁长均匀布置。

验算箍筋配筋率:

$$\rho_{sv} = \frac{2 \times 28.3}{200 \times 200} = 0.142\% > \rho_{sv, \min} = 0.24 \frac{f_t}{f_{yy}} = 0.126\%$$

满足最小配筋率的要求。

楼梯配筋图见图 9-56。

(二) 梁式楼梯

1. 踏步板

梁式楼梯的踏步板为两端斜支在斜梁上的单向板,如图 9-57 所示。踏步板的高度 c 由构造设计确定,踏步板厚度 δ 一般取 30~40mm。从图中可以看出,踏步板的截面为比较特殊的梯形截面,为计算方便,一般在竖向切出一个踏步,按竖向简支计算,板的高度按折算高度取用。折算高度近似取梯形截面的平均高度,即 $h = \frac{c}{2} + \frac{\delta}{\cos \alpha}$ 。踏步板的配筋需按计算确定,且每一级踏步受力钢筋不得少于 2 Φ 8。沿梯段宽度应布置间距不大于 250mm 的 Φ 6 分布钢筋。梁式楼梯的踏步板同时应配置负弯矩钢筋,即每两根受力钢筋中有一根在伸入支座后,再弯向上部,见图 9-57。

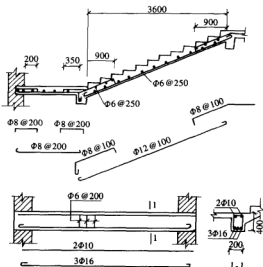


图 9-56 板式楼梯配筋图

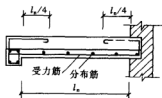
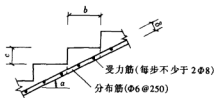


图 9-57 梁式楼梯的踏步板

2. 斜梁

梁式楼梯的梯段斜梁两端支承在平台梁上。与前述板式楼梯斜板的分析相同,斜梁的跨中最大弯矩也按其水平投影跨度和按单位水平投影长度线荷载计算。斜梁的计算中不考虑平台梁的约束作用,按简支计算,即

$$M_{\max} = \frac{1}{8} p l_0^2$$

计算斜梁时应考虑与其整浇的踏步板共同工作,因此应按倒 L 形梁计算。

斜梁的纵向受力钢筋在平台梁中应有足够的锚固长度。

3. 平台板与平台梁

梁式楼梯平台板的计算及构造与板式楼梯相同。

平台梁支承在两侧楼梯间的横墙上,按简支梁计算。梁式楼梯的平台梁承受斜梁传来的

集中荷载、平台板传来的均布荷载以及平台梁自重。其计算简图见图 9-58。

平台梁的高度应保证斜梁的主筋能放在平台梁的主筋上,即在平台梁与斜梁的相交处,平台梁的底面应低于斜梁的底面,或与斜梁底面齐平。

平台梁横截面两侧荷载不同,因此平台梁受有一定的扭矩作用,一般不需计算,但应适当增强箍筋。另因平台梁受有斜梁的集中荷载,所以在平台梁中位于斜梁支座两侧处,应设置附加箍筋。

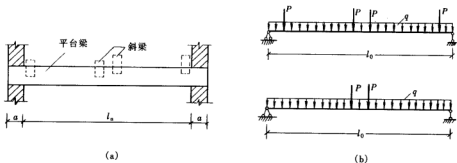


图 9-58 梁式楼梯平台梁的计算简图

(a) 有双边梁时; (b) 有单边梁时

【例 9-4】 某教学楼采用梁式楼梯,其结构布置图如图 9-59 所示,采用 C25 混凝土,HPB235 钢筋,踏步面层为 20mm 厚水泥砂浆,板底为 20mm 厚混合砂浆抹灰,采用金属栏杆,试进行设计。

解 计算步骤如下。

1. 踏步板 TB₁

取一个踏步为计算单元,踏步板厚 δ 取 40mm,踏步尺寸如图 9-57 所示,折算高度

$$h = \frac{c}{2} + \frac{\delta}{\cos \alpha} = \frac{150}{2} + \frac{40}{0.88} = 120\text{mm}$$

(1) 恒载:

踏步板自重

$$1.2 \times 0.12 \times 0.28 \times 25 = 1.01\text{kN/m}$$

水泥砂浆面层

$$1.2 \times 0.02 \times (0.28 + 0.15) \times 20 = 0.21\text{kN/m}$$

板底抹灰

$$1.2 \times 0.02 \times 0.318 \times 17 = 0.13\text{kN/m}$$

活荷载

$$1.4 \times 0.28 \times 2.5 = 0.98\text{kN/m}$$

$$p = 2.33\text{kN/m}$$

(2) 内力计算 (见图 9-60)。

$$l_0 = l_n = 1.2\text{m}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{10} 2.33 \times 1.2^2 = 0.356\text{kN}\cdot\text{m}$$

(3) 配筋计算。

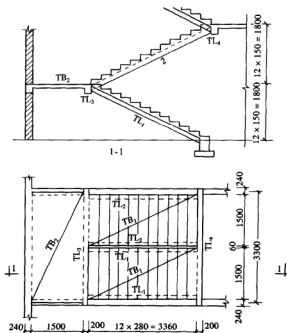


图 9-59 楼梯结构布置图

$$h_0 = h - 20 = 120 - 20 = 100 \text{ mm}$$

$$\alpha_s = \frac{\gamma_0 M}{a_1 f_c b h_0^2} = \frac{1.0 \times 0.356 \times 10^6}{1.0 \times 11.9 \times 280 \times 100^2} = 0.0106$$

从附表查得, 则 $\xi = 0.011 < \xi_b$

$$A_s = \frac{a_1 f_c b h_0 \xi}{f_y} = \frac{1.0 \times 11.9 \times 280 \times 100 \times 0.011}{210} = 17.5 \text{ mm}^2$$

按构造要求每个踏步选用 2Φ8 ($A_s = 101 \text{ mm}^2$)。

2. 斜梁 TL₂

取斜梁截面为 150 mm × 250 mm。

(1) 荷载计算。

$$\text{由踏步传来荷载} \quad 2.33 \times \left(\frac{1.2}{2} + 0.15 \right) \times \frac{1}{0.28} = 6.24 \text{ kN/m}$$

$$\text{斜梁自重} \quad 1.2 \times 0.15 \times (0.25 - 0.04) \times \frac{1}{0.88} \times 25 = 1.07 \text{ kN/m}$$

$$\text{梁侧抹灰} \quad 1.2 \times 0.05 \times 0.25 \times 2 \times \frac{1}{0.88} \times 17 = 23 \text{ kN/m}$$

$$\text{金属栏杆重} \quad 1.2 \times 0.10 = 0.12 \text{ kN/m}$$

$$p = 7.66 \text{ kN/m}$$

(2) 内力计算 (见图 9-61)。

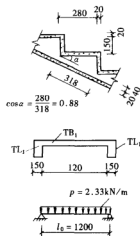


图 9-60 踏步尺寸及 TB₁ 计算简图

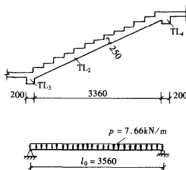


图 9-61 TL₂ 计算简图

计算跨度 $l_0 = 3.36 + 0.2 = 3.56\text{m}$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} p l_0^2 = \frac{1}{8} \times 7.66 \times 3.56^2 = 12.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\max} = \frac{1}{2} p l_n \cos \alpha = \frac{1}{2} \times 7.66 \times 3.36 \times 0.88 = 11.32 \text{ kN}$$

(3) 配筋计算。

TL₂ 与 TB 现浇在一起, 故应按倒 L 形截面计算。

翼缘厚 $h'_f = 40\text{mm}$

翼缘宽 $b'_f = \frac{l_0}{6} = \frac{3560}{6} = 593\text{mm}$

$$b'_f = b + \frac{s_n}{2} = 150 + \frac{1200}{2} = 750\text{mm}$$

取 $b'_f = 593\text{mm}$

$$h_0 = h - 35 = 250 - 35 = 215\text{mm}$$

1) 正截面承载力计算。

$$\alpha_1 f_c b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 1.0 \times 11.9 \times 593 \times 40 \times \left(215 - \frac{40}{2} \right)$$

$$= 55.04 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} > 12.13 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

故属于第一类 T 形截面, 受压区在翼缘内。

$$\alpha_s = \frac{\gamma_0 M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{1.0 \times 12.13 \times 10^6}{1.0 \times 11.9 \times 593 \times 215^2} = 0.037$$

$$\xi = 0.039 < \xi_b$$

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b h_0 \xi}{f_y} = \frac{1.0 \times 11.9 \times 593 \times 215 \times 0.039}{210} = 281.8 \text{ mm}^2$$

选用 2Φ14 ($A_s = 308 \text{ mm}^2$), 架立钢筋采用 2Φ10。

2) 斜截面承载力计算。

由于 $0.7 f_t b h_0 = 0.7 \times 1.10 \times 150 \times 215 = 24832 \text{ N} > 12000 \text{ N}$, 故箍筋可按构造配置, 采用双肢 Φ6@200, 不设弯起钢筋。

3. 平台板 TB₂

平台板厚度取 $h = 60 \text{ mm}$, 取 1m 板宽为计算单元。

(1) 荷载计算。

恒载:

平台板自重 $1.2 \times 0.06 \times 25 = 1.80 \text{ kN/m}$

平台板面层重 $1.2 \times 0.02 \times 2 = 0.48 \text{ kN/m}$

板底抹灰重 $1.2 \times 0.02 \times 17 = 0.41 \text{ kN/m}$

活荷载 $1.4 \times 2.5 = 3.50 \text{ kN/m}$

$$p = 6.19 \text{ kN/m}$$

(2) 内力计算。

平台板一端与平台梁整体连接, 另一端与窗过梁整体连接, 故取计算跨度 $l_0 = l_n = 1.5 \text{ m}$

$$M_{\max} = \frac{1}{10} p l_0^2 = \frac{1}{10} \times 6.19 \times 1.5^2 = 1.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 配筋计算

$$h_0 = h - 20 = 60 - 20 = 40 \text{ mm}$$

$$\alpha_s = \frac{\gamma_0 M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{1.0 \times 1.39 \times 10^6}{1.0 \times 11.9 \times 1000 \times 40^2} = 0.073$$

$$\xi = 0.076 < \xi_b$$

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b h_0 \xi}{f_y} = \frac{1.0 \times 11.9 \times 1000 \times 40 \times 0.076}{210} = 172.3 \text{ mm}^2$$

选用 Φ8@200mm ($A_s = 251 \text{ mm}^2$)。

4. 平台梁 TL₂

平台梁截面取 $b \times h = 200 \text{ mm} \times 350 \text{ mm}$, 两端搁置在砖墙上, 搁置长度 $a = 240 \text{ mm}$

(1) 荷载计算。

均布荷载:

平台板传来 $6.19 \times \left(\frac{1.50}{2} + 0.2 \right) = 5.88 \text{ kN/m}$

平台梁自重 $1.2 \times 0.2 \times (0.35 - 0.06) \times 25 = 1.74 \text{ kN/m}$

梁侧抹灰重 $1.2 \times 0.02 \times 0.29 \times 2 \times 17 = 0.24 \text{ kN/m}$

$$p = 7.86 \text{ kN/m}$$

斜梁传来的集中荷载 $P = \frac{1}{2} \times 7.66 \times 3.36 = 12.87 \text{ kN}$

(2) 内力计算。

计算跨度 $l_0 = l_n + a = 3060 + 240 = 3300 \text{ mm} > 1.05l_n = 3210 \text{ mm}$, 取 $l_0 = 3210 \text{ mm}$, 计算简图如图 9-62 所示。

弯矩计算时, 因靠近支座处的集中荷载对跨中弯矩影响甚小, 故略去不计; 中间两集中荷载因位置相距很近, 可近似视为均作用于跨度中点, 以简化计算。剪力计算时, 靠近支座的集中荷载不可忽略 (净跨为 3060 mm)。

$$M_{\text{ax}} = \frac{1}{8} pl_0^2 + \frac{(2P)l_0}{4} = \frac{1}{8} \times 7.86 \times 3.21^2 + \frac{(2 \times 12.87) \times 3.21}{4} = 30.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\text{max}} = \frac{1}{2} pl_n + 2P = \frac{1}{2} \times 7.86 \times 3.06 + 2 \times 12.87 = 37.77 \text{ kN}$$

(3) 配筋计算。

1) 正截面承载力计算。

平台梁按倒 L 形截面计算。

翼缘厚度 $h'_f = 60 \text{ mm}$

翼缘宽 $b'_f = \frac{l_0}{6} = \frac{3210}{6} = 535 \text{ mm}$

$$b'_f = b + \frac{s_n}{2} = 200 + \frac{1500}{2} = 950 \text{ mm}$$

取 $b'_f = 535 \text{ mm}$

$$h_0 = h - 35 = 350 - 35 = 315 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \alpha_1 f_c b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) &= 1.0 \times 11.9 \times 535 \times 60 \times \left(315 - \frac{60}{2} \right) \\ &= 108.87 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} > 30.78 \text{ N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

故属于第一类 T 形截面, 受压区在翼缘内。

$$\alpha_s = \frac{\gamma_0 M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{1.0 \times 30.78 \times 10^6}{1.0 \times 11.9 \times 535 \times 315^2} = 0.0487$$

$$\xi = 0.051 < \xi_b$$

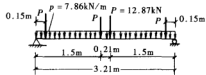
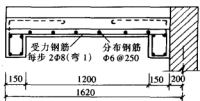
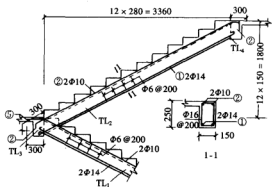
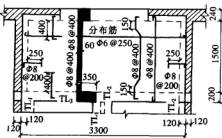
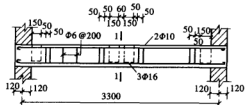
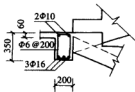
$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b h_0 \xi}{f_y} = \frac{1.0 \times 11.9 \times 535 \times 315 \times 0.051}{210} = 487 \text{ mm}^2$$

选用 3Φ16 ($A_s = 603 \text{ mm}^2$), 架立钢筋采用 2Φ10。

2) 斜截面承载力计算。

$$0.7 f_t b h_0 = 0.7 \times 1.10 \times 200 \times 315 = 48510 \text{ N} > 37770 \text{ N}$$

故箍筋可按构造配置, 采用双肢 Φ6@200, 不设弯起筋, 斜梁与平台梁相连处箍筋加密。踏步板 TB₁、斜梁 TL₂、平台板 TB₂、平台梁 TL₃ 配筋图见图 9-63 ~ 图 9-66。

图 9-62 平台梁 TL_3 计算简图图 9-63 踏步板 TB_1 配筋图图 9-64 斜梁 TL_2 配筋图图 9-65 平台板 TB_2 配筋图图 9-66 平台梁 TL_3 配筋图

(三) 装配式钢筋混凝土楼梯

在一般民用建筑中，为加快施工进度和降低造价，往往采用装配式楼梯。这种楼梯根据组成部件的不同，可分为小型和大型两种。

小型构件装配式楼梯由预制的踏步板、斜梁、平台梁和平台板组成。踏步板一般为倒 L 形，斜梁为锯齿形，平台梁为 L 形（见图 9-67）平台板则采用空心板。这些预制构件的设计计算与一般受弯构件相同。

最简单的小型装配式楼梯由踏步板和平台板组成，它们均搁在砖墙上。施工时，随砌随搁。这种预制踏步板可以是平板、倒 L 形板或 L 形板（见图 9-68）跨度在 1.5m 左右，适用

计。

(2) 结构的选型和布置对其可靠性和经济性有重要意义。因此,应熟悉各种结构,如现浇单向板肋形楼盖、双向板肋形楼盖、装配式楼盖等结构的受力特点及其结构适用范围,以便根据不同的建筑要求和使用条件选择合适的结构类型。

(3) 在现浇单向板肋形楼盖中,板和次梁均可接连续梁并采用折算荷载进行计算。对于主梁,在梁柱线刚度比不小于3的条件下,也可接连续梁计算,忽略柱对梁的约束作用。

(4) 在考虑塑性内力重分布计算钢筋混凝土连续梁、板时,为保证塑性铰具有足够的转动能力和结构的内力重分布,应采用塑性好的 HPB235、HRB335 级钢筋,截面受压区高度 $x \leq 0.35h_0$,斜截面应具有足够的抗剪能力。为保证结构在使用阶段裂缝不至出现过早和开展过宽,设计中应对弯矩调幅予以控制。

(5) 在现浇肋形楼盖中,实际上单向板的四边支承在主梁和次梁或墙上,故将在板的双向同时发生弯曲变形和内力,只是当长边与短边之比大于3时,弹性弯曲变形和内力才主要发生在短跨方向;而长跨方向的内力很小,故不必另行计算,只按构造要求配置钢筋。

(6) 现浇肋形楼盖区格板,当长边与短边之比不大于2时,均应按双向板计算。当长边与短边之比大于2,但小于3时,宜按双向板计算;当按沿短边方向受力的单向板计算时,应沿长边方向布置足够数量的构造钢筋。

(7) 装配式楼盖由预制板、梁组成。装配式楼盖构造中的重要问题是它的整体性,要特别注意构件与墙体以及构件之间的连接。

(8) 梁式楼梯和板式楼梯的主要区别,在于楼梯梯段是采用梁承重,还是板承重。前者受力较合理,用材较省,但施工较烦且欠美观,宜用于梯段较长的楼梯。

(9) 梁板结构构件的截面尺寸,通常由跨高比的刚度要求初定,其截面配筋按承载力确定,一般情况下可不进行变形及裂缝宽度验算。但是,除按计算配筋之外,还必须满足有关的构造要求。

思考题

1. 钢筋混凝土梁板结构设计的一般步骤是怎样的?
2. 钢筋混凝土楼盖结构有哪几种类型?说明它们各自的受力特点和适用范围。
3. 现浇单向板肋形楼盖结构布置可从哪几方面来体现结构的合理性?
4. 现浇单向板肋形楼盖中的板、次梁和主梁,当其内力按弹性理论计算时,如何确定其计算简图?当按塑性理论计算时,其计算简图又如何确定?如何绘制主梁的弯矩包络图?
5. 何为“塑性铰”?混凝土结构中的“塑性铰”与结构力学中的“理想铰”有何不同?
6. 何为“内力重分布”?“塑性铰”与“内力重分布”有何关系?
7. 何为“弯矩调幅”?考虑塑性内力重分布计算钢筋混凝土连续梁的内力时,为什么要控制“弯矩调幅”?
8. 考虑塑性内力重分布计算钢筋混凝土连续梁时,为什么要限制截面受压区高度?
9. 何为“单向板”、“双向板”?肋形楼盖中的区格板,实际上是属于哪一类受力特征的板?

10. 试绘出周边简支矩形板裂缝出现和开展的过程及破坏时板底裂缝分布示意图。
11. 利用单区格双向板弹性弯矩系数计算多区格双向板跨中最大弯矩和支座最小负弯矩时, 采用了一些什么假定?
12. 现浇单向板肋形楼盖板、次梁和主梁的配筋计算和构造有哪些要点?

习 题

1. 钢筋混凝土现浇单向板肋形楼盖设计

(1) 设计资料。某多层厂房, 采用钢筋混凝土现浇单向板肋形楼盖, 其三楼楼面结构布置简图如图 9-70 所示。楼面荷载、材料及构造等设计资料如下:

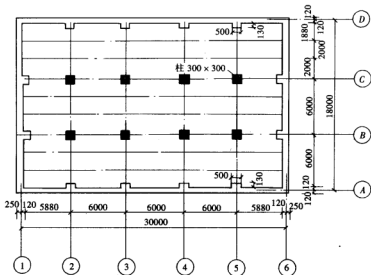


图 9-70 单向板肋形楼盖结构平面布置图

- 1) 楼面活荷载标准值 $q_k = 6\text{kN/m}^2$ (或 8、10、12 kN/m^2 , 由指导教师指定)。
- 2) 楼面面层用 20mm 厚水泥砂浆抹面 (或做 30mm 厚水磨石地面), 板底及梁用 15mm 厚混合砂浆粉底;
- 3) 混凝土强度等级用 C20 (或 C25, 由指导教师指定), 主梁和次梁的纵向受力钢筋采用 HRB335 级钢筋, 其余均采用 HPB235 级钢筋;
- 4) 板伸入墙内 120mm, 次梁伸入墙内 240mm, 主梁伸入墙内 370mm; 柱的截面尺寸为 300mm \times 300mm (或 350mm \times 350mm、400mm \times 400mm, 由指导教师指定)。

(2) 设计内容和要求。

- 1) 板和次梁按考虑塑性内力重分布方法计算内力; 主梁按弹性理论计算内力, 并绘出弯矩包络图和剪力包络图。

2) 绘楼盖结构施工图(一张1号图或两张2号图),其内容为:①楼面结构平面布置图(标注墙、柱定位轴线编号和梁、柱定位尺寸及构件编号,标出楼面板结构标高,该标高由指导教师指定);②板配筋平面图(标注板厚、板中钢筋的直径、间距、编号及其定位尺寸);③次梁配筋图(标注次梁截面尺寸及几何尺寸,梁底标高,钢筋的直径、根数、编号及其定位尺寸);④主梁的材料图及配筋图(按同一比例绘出主梁的弯矩包络图、抗弯承载力图、配筋图,标注主梁截面尺寸及几何尺寸,梁底标高,钢筋的直径、根数、编号及其定位尺寸)。

(3) 课程设计目的。

- 1) 了解单向板肋形楼盖的荷载传递关系及其计算简图的确定;
- 2) 通过板及次梁的计算、熟练掌握考虑塑性内力重分布的计算方法;
- 3) 通过主梁的计算,熟练掌握按弹性理论分析内力的方法,并熟悉内力包络图和材料图的绘制方法;

4) 了解并熟悉现浇梁板的有关构造要求;

5) 掌握钢筋混凝土结构施工图的表达方式、制图规定,进一步提高制图的基本技能;

2. 楼梯设计

(1) 某教学楼现浇板式楼梯平、剖面图如图9-71所示,采用C20混凝土,HPB235级钢筋,踏步面层为20mm厚水泥砂浆,板底为15mm厚混合砂浆,采用金属栏杆,试设计此楼梯。

(2) 将上题改为现浇梁式楼梯,其他条件不变,试进行设计。

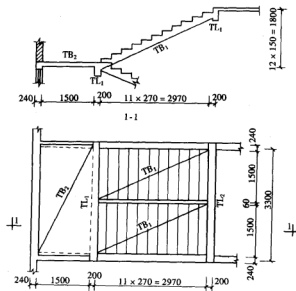


图9-71 楼梯平、剖面图

第十章

单层厂房

本章提要

钢筋混凝土结构单层厂房是工业建筑中普遍采用的一种结构形式,它常用于有重型设备、生产重量较重或体形较大产品的厂房。单层厂房中的主要受力构件是横梁(屋面梁或屋架)、柱和基础,按结构形式可分为排架结构和刚架结构:柱与横梁刚接时叫做刚架结构;柱与横梁铰接,而与基础为刚接时叫做排架结构。由于排架结构受力明确,设计、施工方便,因此,大多数钢筋混凝土单层厂房采用排架结构。

第一节 单层厂房的结构组成和布置

一、结构组成

单层厂房通常由屋盖结构、横向平面排架、纵向平面排架、吊车梁、支撑、基础和维护结构等几部分组成,如图 10-1 所示。

1. 屋盖结构

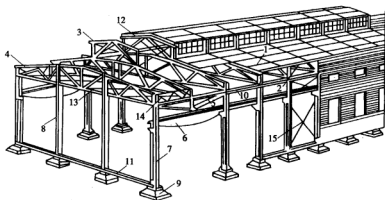


图 10-1 装配式钢筋混凝土单层厂房

- 1—屋面板; 2—天沟板; 3—天窗架; 4—屋架; 5—托架; 6—吊车梁; 7—排架柱; 8—抗风柱;
9—基础; 10—连系梁; 11—基础梁; 12—天窗架垂直支撑; 13—屋架下弦横向水平支撑;
14—屋架端部垂直支撑; 15—柱间支撑

分无檩体系和有檩体系两种。无檩体系由大型屋面板、屋面梁或屋架及屋盖支撑组成,有檩体系是由小型屋面板、檩条、屋架及屋盖支撑组成。屋盖结构有时还有天窗架、托架等构件。

2. 横向平面排架

由横梁(屋面梁或屋架)、横向柱列和基础组成,是厂房的基本承重结构。厂房结构承受的竖向荷载(结构自重、屋面活载、雪载和吊车竖向荷载等)及横向水平荷载(风载和吊车横向制动力、地震力)主要通过横向平面排架传至基础和地基,如图 10-2 所示。

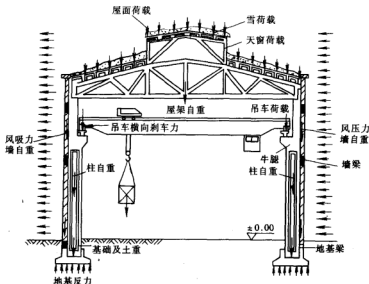


图 10-2 横向排架示意图

3. 纵向平面排架

纵向平面排架是由连系梁、吊车梁、纵向柱列、基础和柱间支撑等组成,其作用是保证厂房结构的纵向稳定性和刚度,并承受作用在山墙和天窗端壁并通过屋盖结构传来的纵向风载、吊车纵向水平荷载、纵向地震力、以及温度应力等,如图 10-3 所示。

4. 吊车梁

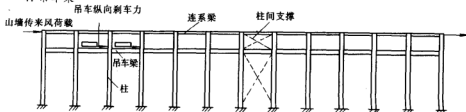


图 10-3 纵向排架荷载图

简支在柱牛腿上,主要承受吊车竖向、横向和纵向水平荷载,并将它们分别传至横向或纵向排架。

5. 支撑

包括屋盖和柱间支撑,其作用是加强厂房结构的空間刚度,并保证结构构件在安装和使用阶段的稳定和安全,同时起传递风载和吊车水平荷载或地震力的作用。

6. 基础

承受柱和基础梁传来的荷载并将它们传至地基。

7. 维护结构

包括纵墙和横墙(山墙)及由墙梁、抗风柱和基础梁等组成的墙架。这些构件所承受的荷载,主要是墙体和构件的自重以及作用在墙面的风荷载。

二、结构布置

(一) 柱网布置

厂房承重柱的纵向和横向定位轴线,在平面上排列所形成的网格称为柱网。柱网布置就是确定纵向定位轴线之间(跨度)和横向定位轴线之间(柱距)的尺寸。柱网布置的原则一般为:建筑平面符合生产和使用要求,结构方案经济合理,在厂房结构形式和施工方法上具有先进性和合理性。厂房跨度在18m及以下时,应采用3m的倍数,在18m以上时,应采用6m的倍数。厂房柱距应采用6m或6m的倍数。当工艺布置和技术经济有明显的优越性时,亦可采用21、27、33m的跨度和9m或其他柱距。

(二) 变形缝

变形缝包括伸缩缝、沉降缝和防震缝三种。

如果厂房长度和宽度过大,当气温变化时,由于埋在地下部分和暴露在大气中的部分所受到的温度变化不同,伸缩程度也不一致。将使结构内部产生很大的温度内力,严重的可使墙面、屋面等拉裂,影响使用。温度应力的大小与厂房的长度、宽度有关,为减小厂房结构中的温度应力,可沿厂房的纵向和横向在一定长度内设置伸缩缝,将厂房结构分成几个温度区段。伸缩缝的做法是从基础顶面开始,将两个温度区段的上部结构构件完全分开,并留出一定宽度的缝隙,使上部结构在气温有变化时,水平方向可以自由地发生变形。温度区段的形状应力求简单,并使伸缩缝的数量最少。温度区段的长度,取决于结构类型和温度变化情况。《混凝土规范》对装配式钢筋混凝土排架结构的单层厂房伸缩缝的最大间距作了规定:室内或土中时为100m;露天时为70m。伸缩缝的做法有双柱式和滚轴式,双柱式用于沿横向设置的伸缩缝,滚轴式用于沿纵向设置的伸缩缝。

沉降缝用于厂房相邻两部分高度相差很大、两跨间吊车起重重量相差悬殊,地基强度或下卧层土质有较大差别,或厂房各部分的施工时间先后相差很长,土壤压缩程度不同等情况。沉降缝应将建筑物从屋顶到基础全部分开,以使在缝两边发生不同沉降时而不致损坏整个建筑物。沉降缝也可兼作伸缩缝。

防震缝是为了减轻厂房震害而采取的措施之一。当厂房平、立面布置复杂或结构高度、刚度相差很大时,应设置防震缝将相邻部分分开。地震区的厂房,其伸缩缝和沉降缝均应符合防震缝的要求。防震缝的宽度按房屋的高度和设防烈度不同,取不小于5~9cm(平行排

架方向及厂房与坡屋间设缝时)和10~15cm(在厂房的纵横跨交接处设缝时)。

(三) 支撑布置

在装配式钢筋混凝土单层厂房结构中,支撑虽然不是主要的承重构件,但却是厂房整体刚性的的重要组成部分。如果支撑布置不当,不仅会影响厂房的正常使用,甚至可能引起主要承重结构的破坏。支撑的作用主要是:

- (1) 在施工和使用阶段保证厂房结构的几何稳定性;
- (2) 保证厂房结构的纵向和横向水平刚度,以及空间整体性;
- (3) 将水平荷载传给主要承重结构和基础;
- (4) 为主体结构构件提供适当的侧向支承点,改善其侧向稳定性。

单层厂房的支撑包括屋盖支撑和柱间支撑两部分。

1. 屋盖支撑

屋盖支撑包括设置在上、下弦平面内的横向支撑和设置在下弦平面内的纵向水平支撑,以及设置在屋面梁或屋架间的垂直支撑和水平系杆。

(1) 横向水平支撑。

上弦横向支撑的作用是构成刚性框架,增强屋盖的整体刚度,保证屋架上弦或屋面梁上翼缘的侧向稳定,同时将抗风柱传来的风力传递到(纵向)排架柱顶,如图10-4所示。

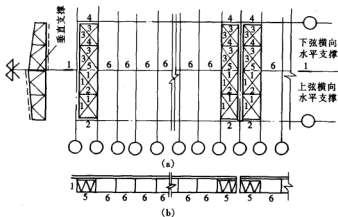


图 10-4 横向水平支撑布置

当屋面为大型屋面板,并与屋面梁或屋架有三点焊接,且屋面板纵肋间的空隙用C15~C20细石混凝土灌实,能保证屋盖平面的稳定并能传递山墙风力,则认为可起上弦横向支撑的作用,这时不必再设置上弦横向支撑。凡屋面为有檩体系,或山墙风力传至屋架上弦而大型屋面板的连接不符合上述要求时,则应在屋架上弦平面的伸缩缝区段内两端各设一道上弦横向支撑。当天窗通过伸缩缝时,应在伸缩缝处天窗缺口下设置上弦横向支撑。

下弦横向水平支撑的作用是保证将屋架下弦受到的水平力传至(纵向)排架柱顶。故当屋架下弦设有悬挂吊车或受有其他水平力,或抗风柱与屋架下弦连接,抗风柱风力传至下弦

时,则应设置下弦横向水平支撑。

(2) 纵向水平支撑。

下弦纵向水平支撑是为了提高厂房整体刚度,保证横向水平力的纵向分布,增强排架的空间工作而设置的。如图 10-5 所示,设计时应根据厂房跨度、跨数和高度,屋盖承重结构方案,吊车吨位及工作级别等因素考虑在下弦平面端节间中设置。如厂房尚设有横向支撑时,则纵向支撑应尽可能同横向支撑形成封闭的支撑体系。当设有托架时必须设置纵向水平支撑。如果只在部分柱间设有托架,则必须在设有托架的柱间和两端相邻的一个柱间设置纵向水平支撑,以承受屋架传来的横向风力。

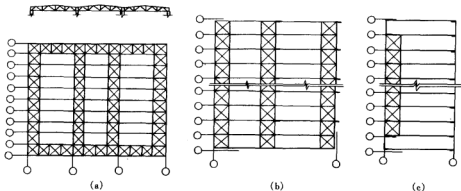


图 10-5 纵向水平支撑布置

(3) 垂直支撑及水平系杆。

垂直支撑和下弦水平系杆是用以保证屋架的整体稳定(抗倾覆),以及防止在吊车工作时(或有其他振动时)屋架下弦的侧向颤动。上弦水平系杆则系用以保证屋架上弦或屋梁受压翼缘的侧向稳定(防止局部失稳)。

当屋面梁(或屋架)的跨度 $L \leq 18\text{m}$,且无天窗时,一般可不设垂直支撑和水平系杆,但这时对梁支座应进行抗倾覆验算;当 $L > 18\text{m}$ 时,应在第一或第二柱间设置垂直支撑,并下弦设置通长水平系杆。当为梯形屋架时,除按上述要求处理外,必须在伸缩缝区段两端第一或第二柱间内、在屋架支座处设置端部垂直支撑。

(4) 天窗架间的支撑。

为了传递天窗端壁所受风力和保证天窗上弦的侧向稳定,当屋盖为有檩体系,或虽为无檩体系,但大型屋面板的连接不能起整体作用时,应设置天窗架上弦横向支撑。此外,在天窗架两端的第一柱间应设置垂直支撑。天窗架支撑与屋架上弦支撑应尽可能布置在同一柱间。

2. 柱间支撑

柱间支撑的作用主要是提高厂房的纵向刚度和稳定性。对于有吊车的厂房,柱间支撑分为上柱区段和下柱区段两部分。前者位于吊车梁上部,用以承受作用在山墙上的风力,并保

证厂房上部的纵向刚度,后者位于吊车梁下部,承受上部支撑传来的力和吊车梁传来的吊车纵向制动力,并把它们传至基础,如图 10-6 所示。

一般单层厂房,凡属下列情况之一者,应设置柱间支撑:

(1) 设有悬臂式吊车或 3t 及以上的悬挂式吊车时。

(2) 设有重级工作制吊车或中、轻级工作制吊车,起重重量在 10t 及以上时。

(3) 厂房跨度在 18m 及以上或柱高在 8m 以上时。

(4) 纵向柱的总数在 7 根以下时。

(5) 露天吊车栈桥的柱列。

当柱间内设有强度和稳定性足够的墙体,且其与柱连接紧密能起整体作用,同时吊车起重重量较小(不超过 5t)时,可不设柱间支撑。

柱间支撑应设在伸缩缝区段中部的柱间。这样有利于在温度变化或混凝土收缩时,厂房可自由变形,而不致发生较大的温度或收缩应力。

柱间支撑宜用交叉形式,交叉倾角通常在 $35^\circ \sim 55^\circ$ 之间。当柱间因交通、设备布置或柱距较大而不宜或不能采用交叉式支撑时,可采用如图 10-6 (b) 所示的门架式支撑。

(四) 抗风柱、圈梁、连系梁、过梁和基础梁的作用和布置原则

1. 抗风柱

单层厂房的端墙受风面积较大,在风荷载作用下,为保证墙体稳定,通常设置抗风柱将山墙划分成几个区格,使墙面受到的风载一部分直接传至纵向柱列,另一部分则经抗风柱下端直接传至基础和经上端通过屋盖系统传至纵向柱列。

抗风柱一般与基础刚接,与屋架上弦铰接,根据具体情况,也可与下弦铰接或同时与上下弦铰接,如图 10-7 所示。抗风柱与屋架连接必须满足两个要求:一是在水平方向必须与屋架有可靠的连接以保证有效地传递风载,二是在竖向应允许两者之间有一定相对位移的可能性,以防厂房与抗风柱沉降不均匀时产生不利影响。所以抗风柱和屋架一般采用竖向可以移动、水平向又有较大刚度的弹簧板连接。

2. 圈梁、连系梁、过梁和基础梁

当用砖作为厂房围护墙时,一般要设置圈梁、连系梁、过梁及基础梁。

圈梁的作用是将墙体、柱箍在一起,以加强厂房的整体刚度,防止由于地基的不均匀沉降或较大振动荷载引起对厂房的不利影响。圈梁设置于墙体内,上和柱进行拉结连接。圈梁的布置与墙体高度、对厂房刚度的要求以及地基情况有关。对于一般单层厂房,可参照下列原则布置:①对无桥式吊车的厂房,当墙厚不大于 240mm、檐高为 5~8m 时,应在檐口附近布置一道,当檐高大于 8m 时,宜增设一道。②对有桥式吊车或有较大振动设备的厂房,除在檐口或窗顶布置圈梁外,尚宜在吊车梁标高处或墙中适当位置增设一道,外墙高度大于

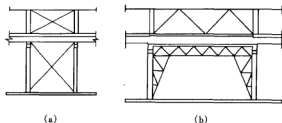


图 10-6 柱间支撑示意图

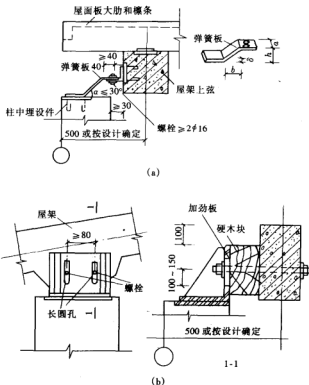


图 10-7 钢筋混凝土抗风柱与屋架连接

15m 时还应当增设。

圈梁应连续设置在墙体的同一平面上，并尽可能沿整个建筑物形成封闭状。当圈梁被门窗洞口切断时，应在洞口上部墙体中设置一道附加圈梁，其截面尺寸不应小于被切断的圈梁。

连系梁的作用是连系纵向柱列，以增强厂房的纵向刚度，并传递风载到纵向柱列，此外，连系梁还承受其上部墙体的重量。连系梁通常是预制的，两端搁置在柱牛腿上，其连接可采用螺栓连接或焊接连接。

过梁的作用是承托门窗洞口上部的墙体重量。

在进行厂房结构布置时，应尽可能将圈梁、连系梁和过梁结合起来，使一个构件能起到两种或三种构件的作用，以节约材料，简化施工。

在一般厂房中，通常用基础梁来承担围护墙体的重量，而不再另做墙基础。基础梁底部距土壤表面应预留 100mm 的空隙。使梁可随柱基础一起沉降。当基础梁下有冻胀性土时，应在梁下铺设一层干砂、碎砖或矿渣等松散材料，并留 50~150mm 的空隙，这可防止土壤冻结膨胀时将梁顶裂。基础梁与柱一般不要求连接，将基础梁直接放置在柱基础杯口上或当基础

埋置较深时, 放置在基础上面的混凝土垫块上。施工时, 基础梁支承处应座浆。

当厂房不高、地基比较好、柱基础又埋得较浅时, 也可不设基础梁而做砖石或混凝土土墙基础。

第二节 排架计算

单层厂房是一个空间结构, 但是为了设计方便, 根据其受力特点可以简化为纵、横向平面排架: 纵向平面排架的柱较多, 其水平刚度通常较大, 每根柱承受的水平力不大, 因而往往不必计算。所以本节只介绍横向平面排架的计算。

排架计算是为设计柱和基础提供内力数据的, 主要内容为: 确定计算简图、荷载计算、内力计算和内力组合。

一、计算简图

由相邻柱距的中线截出的一个典型区段, 称为计算单元 (见图 10-8 中的阴影部分)。除吊车等移动的荷载外, 阴影部分就是一个排架的负荷范围。为了简化计算, 根据构造和实践经验, 对横向排架的计算简图作如下假定:

(1) 柱下端固接于基础顶面, 上端铰接于横梁。

(2) 横梁为没有轴向变形的刚性连杆。

根据以上假定, 横向排架的计算简图如图 10-9 所示。其中柱的计算轴线应取上、下柱截面的形心线。柱高按以下规定确定

柱总高 (H_2) = 柱顶标高 + 基础底面标高的绝对值 - 初步拟定的基础高度

上部柱高 (H_1) = 柱顶标高 - 轨顶标高 + 轨道构造高度 + 吊车梁支承处的梁高

各部分柱截面的抗弯刚度 EI , 由预先假定的截面形状、尺寸来确定, 当柱最后的实际 EI 值与计算假定值相差在 30% 之内时, 通常不再重算。

二、排架荷载计算

如图 10-10 所示, 作用在排架上的荷载可分为恒载和活载。恒载包括屋盖自重 P_1 、上柱自重 P_2 、下柱自重 P_3 、吊车梁和轨道等零件自重 P_4 , 以及有时支承在柱牛腿上的围护结构等自量 P_5 。活载包括屋面活载 P_6 , 吊车荷载 T_{\max} 、 D_{\max} 、 D_{\min} , 均布风载 q_1 、 q_2 , 以及作用在屋盖支承处的集中风载 W 等。

柱顶集中荷载作用点位置必须根据实际情况来确定。当采用屋架时, 屋盖荷载可以认为是通过屋架上弦与下弦中心线的交点作用于柱顶的, 当采用屋面梁时, 可认为是通过梁端支承垫板的中心线支承于柱顶的。

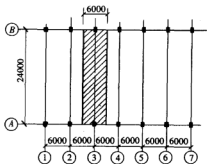


图 10-8 计算单元

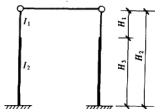


图 10-9 单层厂房的计算简图

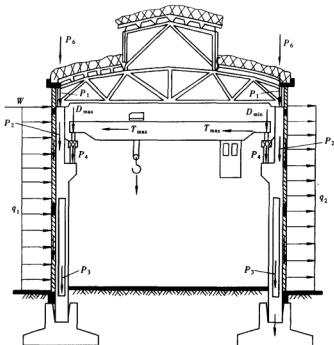


图 10-10 排架上的荷载

1. 恒载

各种恒载数值应根据各部分材料的体积与容重计算求得，采用标准构件时可从标准图上直接查得。

2. 屋面活载

包括屋面均布活载、雪载和积灰荷载三种，均按屋面的水平投影面积计算。屋面均布活载按《建筑结构荷载规范》采用，当施工荷载较大时，则按实际情况采用。

雪载为

$$S_k = \mu_r S_0 \quad (10-1)$$

式中 S_k ——雪荷载标准值， kN/m^2 ；

S_0 ——基本雪压，它是以具有代表性的场地上统计得到的 50 年一遇的最大积雪质量为标准来确定的，由《建筑结构荷载规范》中全国各城市的 50 年一遇雪压和风压表查得， kN/m^2 。

μ_r ——屋面面积雪分布系数，根据不同屋面形式而定，可查《建筑结构荷载规范》。

对于生产中有大量排灰的厂房及其邻近建筑物应考虑积灰荷载，可按《建筑结构荷载规范》采用。

在排架内力计算时,屋面均布活载不与雪载同时考虑,仅取两者中的较大值。

3. 吊车荷载

常用的桥式吊车按工作频繁程度分级时,区分了吊车的利用次数和荷载大小两种情况。按吊车在使用期内要求的总工作循环次数分成 10 个利用等级,又按吊车荷载达到其额定值的频繁程度分成 4 个荷载状态(轻、中、重、特重)。根据要求的利用等级和荷载状态,确定吊车的工作制,共分 8 个级别作为吊车设计依据。表 10-1 表示过去吊车的工作制等级与现行规范吊车工作级别的对应关系。

表 10-1 过去吊车的工作制等级与现行规范吊车工作级别的对应关系

工作制等级	轻 级	中 级	重 级	超重级
工作级别	A1 ~ A3	A4、A5	A6、A7	A8

桥式吊车对排架的作用有竖向荷载和水平荷载两种。

(1) 作用在排架上的吊车竖向荷载 D_{\max} 、 D_{\min} 。桥式吊车由大车(桥架)和小车组成,大车在吊车梁的轨道上沿厂房纵向行驶,小车在大车的轨道上沿厂房横向运行,带有吊钩的起重卷扬机安装在小车上。

当小车吊有额定最大起重量开到大车某一侧极限位置时,如图 10-11 所示,在这一侧的每个大车轮压称为吊车的最大轮压 P_{\max} ,在另一侧的称为最小轮压 P_{\min} , P_{\max} 与 P_{\min} 同时发生。 P_{\max} 通常可根据吊车产品目录查得。对于四轮吊车 P_{\min} 可按下式计算

$$P_{\min} = \frac{G + g + Q}{2} - P_{\max} \quad (10-2)$$

式中 G 、 g ——分别为大车、小车的自重, t;

Q ——吊车额定最大起重量, t。

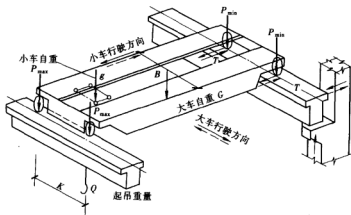


图 10-11 吊车荷载

吊车是移动的,因而必须用吊车梁的支座竖向反力影响线来求出由 P_{\max} 产生的支座最大竖向反力 D_{\max} ,而在另一侧排架柱上,则由 P_{\min} 产生 D_{\min} 。 D_{\max} 与 D_{\min} 就是作用在排架上的吊车竖向荷载,两者同时发生。利用支座反力影响线,如图 10-12 所示, D_{\max} 、 D_{\min} 按下式计算

$$D_{\max} = P_{\max}(y_1 + y_2 + y_3 + y_4) = P_{\max} \sum_{i=1}^4 y_i \quad (10-3)$$

$$D_{\min} = P_{\min}(y_1 + y_2 + y_3 + y_4) = P_{\min} \sum_{i=1}^4 y_i \quad (10-4)$$

式中 $\sum y_i$ ——各轮子下影响线纵标的总和。

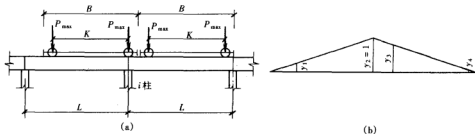


图 10-12 吊车梁支座反力影响线

(2) 吊车横向水平荷载是指当小车带着吊重在大车轨道上启动和制动时,小车自重和吊重的水平惯性力。它通过小车的制动轮与大桥上轨道之间的摩擦力而传给大桥,再经过大桥轮在吊车轨顶传给吊车梁,然后经过吊车梁与柱子间的连接钢板传给柱子。

因为小车沿横向刹车时可能向左,也可能向右,因此一根柱上受到的吊车横向水平荷载也有向左或向右两种可能。规范规定:横向水平荷载应等于桥架两端,分别由轨道上的车轮平均传至轨顶,其方向与轨道垂直,并考虑正反两个方向的刹车情况。

对于设有多台吊车多跨厂房,最多考虑两台吊车的水平荷载,因为更多台吊车同时往一个方向刹车的可能是极小的。吊车横向水平荷载的标准值,应取横向小车重量与额定起重量之和的下列百分数。

(1) 软钩吊车:当额定起重量不大于 10t 时,应取 12%;当额定起重量为 16~50t 时,应取 10%;当额定起重量不小于 75t 时,应取 8%。

(2) 硬钩吊车:应取 20%。

4. 吊车的纵向水平荷载

吊车的纵向水平荷载是大车制动时整个吊车和吊重的惯性力,通过大桥制动轮与吊车梁上钢轨之间的摩擦力,以纵向水平荷载的形式传到吊车梁的钢轨顶面。吊车纵向水平荷载由厂房纵向排架承受,因厂房纵向刚度较大,所以一般不必计算。

5. 风荷载

作用在建筑物表面上的风荷载,应按下述公式计算

$$W_k = \beta_z \mu_s \mu_z W_0 \quad (10-5)$$

式中 W_k ——风荷载标准值, kN/m^2 ;

β_z ——高度 z 处的风震系数, 对于基本自振周期 T_1 大于 0.25s 的工程结构, 如房屋、屋盖及各种高耸结构, 以及对于高度大于 30m, 且高宽比大于 1.5 的高柔房屋, 均应考虑脉动风压对结构产生的不利影响, 而对于基本自振周期 T_1 小于 0.25s 的工程结构, 以及对于高度小于 30m 或高宽比小于 1.5 的房屋, 不考虑风振系数, 即 $\beta_z = 1.0$;

μ_z ——风压高度变化系数, 它反映风荷载随结构高度变化的分布规律, 可按表 10-2 取用;

μ_s ——风荷载体形系数, 它是指作用在建筑物表面所引起的实际压力 (或吸力) 与理论风压的比值, 主要与建筑物的体形和尺寸有关, 如图 10-13 所示为双坡屋面房屋迎风面、背风面及屋面的体形系数。

W_0 ——基本风压值, 按《建筑荷载规范》中全国各城市的 50 年一遇雪压和风压表查得, 但不得小于 0.3kN/m^2 , kN/m^2 。

表 10-2 风压高度变化系数 μ_z

离地面或海平面高度 (m)	地面粗糙度类别			
	A	B	C	D
5	1.17	1.00	0.74	0.62
10	1.38	1.00	0.74	0.62
15	1.52	1.14	0.74	0.62
20	1.63	1.25	0.84	0.62
30	1.80	1.42	1.00	0.62
40	1.92	1.56	1.13	0.73
50	2.03	1.67	1.25	0.84
60	2.12	1.77	1.35	0.93
70	2.20	1.86	1.45	1.02
80	2.27	1.95	1.54	1.11
90	2.34	2.02	1.62	1.19
100	2.40	2.09	1.70	1.27
150	2.64	2.38	2.03	1.61
200	2.83	2.61	2.30	1.92
250	2.99	2.80	2.54	2.19
300	3.12	2.97	2.75	2.45
350	3.12	3.12	2.94	2.68
400	3.12	3.12	3.12	2.91
≥450	3.12	3.12	3.12	3.12

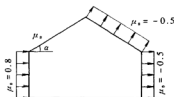
地面粗糙度可分为 A、B、C、D 四类:

A 类指近海海面 and 海岛、海岸、湖岸及沙漠地区;

B类指田野、乡村、丛林、丘陵以及房屋比较稀疏的乡镇和城市郊区；

C类指有密集建筑群的城市市区；

D类指有密集建筑群且房屋较高的城市市区。



a	μ_s
≤ 15	-0.6
30	0
≥ 60	0.8

注 中间值按插入法计算。

图 10-13 风荷载体形系数

排架计算时，作用在柱顶以下墙面上的风荷载按均布考虑，其风压高度变化系数可按柱顶标高取值。柱顶以上的风荷载仍取为均布的，但其对排架的作用则按作用在柱顶的集中水平风荷载 W 考虑，这时的风压高度变化系数可为：有矩形天窗时，按天窗檐口取值；无矩形天窗时，按厂房檐口标高取值。

风荷载是可以变向的，故在排架内力计算时应考虑左来风和右来风两种情况。

三、排架内力的计算

如果各柱顶标高相同，当排架发生水平位移时，各柱顶位移相同。在排架计算中，对这类排架称为等高排架。

(一) 排架柱顶作用有水平集中荷载 P

由结构力学可知，当单位水平力作用于单阶悬臂柱顶时，柱顶水平位移为

$$\delta = \frac{H_2^3}{3EI_2} \left[1 + \lambda^3 \left(\frac{1}{n} - 1 \right) \right] = \frac{H_2^3}{EI_2 C_0} \quad (10-6)$$

$$\lambda = \frac{H_1}{H_2} \quad (10-7)$$

$$n = \frac{I_1}{I_2} \quad (10-8)$$

$$C_0 = \frac{3}{\left[1 + \lambda^3 \left(\frac{1}{n} - 1 \right) \right]} \quad (10-9)$$

式中 C_0 ——可由附表 28 查得。

因此要使柱顶产生单位水平位移，则需在柱顶施加 $\frac{1}{\delta}$ 的水平力。即柱的抗剪刚度为 $\frac{1}{\delta}$ ，它是反映构件抗侧移能力的一个力学指标。

如图 10-14 所示，设有 n 根柱，任一柱 i 的抗剪刚度为 $\frac{1}{\delta_i}$ ，则其分担的柱顶剪力可由平衡和变形条件求得，即

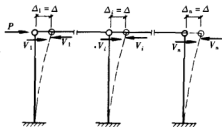


图 10-14 柱顶作用有集中荷载的等高排架

$$V_i = \frac{1}{\delta_i} \cdot \Delta$$

则

$$\sum_1^n V_i = \sum_1^n \frac{1}{\delta_i} \cdot \Delta$$

而

$$\sum_1^n V_i = P$$

则

$$\Delta = \frac{1}{\sum_1^n \frac{1}{\delta_i}} \cdot P$$

故

$$V_i = \frac{\frac{1}{\delta_i}}{\sum_1^n \frac{1}{\delta_i}} \cdot P = \eta_i \cdot P \quad (10-10)$$

式中 η_i ——柱的剪力分配系数，它等于自身的抗剪刚度与所有柱总的抗剪刚度之比。

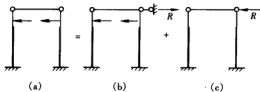
(二) 任意荷载作用

在任意荷载作用下，排架的内力计算过程可分为三个步骤：

(1) 先在排架柱顶附加不动铰支座

以阻止水平侧移，如图 10-15 所示，并求出其支座反力 R 及相应的内力。

(2) 撤除附加不动铰支座，将 R 反向作用于排架柱顶，求出其相应的应力。



(a)

(b)

(c)

(3) 叠加上述两个步骤中的内力，图 10-15 作用有任意荷载的等高排架所得结构内力即为排架实际内力。以恢复到实际情况。

各种荷载作用下的不动铰支座反力 R 可从附表 28 中求得。

(三) 考虑厂房整体空间作用时排架的内力计算

1. 单层厂房空间作用的概念

排架受到横向荷载作用时将产生水平侧移，在厂房排架结构中，如果单独某一榀排架受到横向荷载作用，由于厂房沿纵向的构造连接作用，这榀排架的侧移将受到相邻结构的约束，柱顶位移将减小，相应地柱顶剪力和其他内力也将发生变化。这种排架之间相互制约的作用称为单层厂房结构的空间作用。

2. 单层厂房结构在吊车荷载作用下的空间作用分配系数

设有一单跨排架，受吊车横向制动力作用，如按前述方法分析，将在柱顶产生侧移 Δ 和剪力 V 。但是实际上由于厂房空间结构的整体作用，柱顶变形受到牵制减小为 Δ_1 ，剪力也减小为 V_1 。

则按下式定义排架的空间作用系数：

$$m = \frac{\Delta_1}{\Delta} = \frac{P_1}{P} \quad (10-11)$$

式中 Δ_1 ——水平荷载作用下排架柱顶的实际位移；

Δ ——水平荷载作用下单榀排架柱顶的位移。

空间作用分配系数 m 与屋盖刚度、排架刚度、厂房跨度、厂房长度、温度区段内有无山墙以及吊车的吨位和台数等因素有关。 m 的具体数值可查阅表 10-3。

表 10-3 单跨厂房空间作用分配系数 m

厂房情况		吊车起重量 (t)	厂房长度 (m)			
			≤60		> 60	
有檩屋盖	两端无山墙或一端有山墙	≤ 30	0.9		0.85	
	两端有山墙	≤ 30	0.85			
			厂房跨度			
			12 ~ 27	> 27	12 ~ 27	> 27
无檩屋盖	两端无山墙或一端有山墙	≤ 75	0.9	0.85	0.85	0.80
	两端有山墙	≤ 75	0.80			

上述分配系数是根据理论计算结果，参考工程实践经验确定的。但在计算和构造上仍应考虑下列要求：

- (1) 屋盖结构为无檩体系时，大型屋面板肋高 $h \geq 150\text{mm}$ ，且板与屋架的连接为三点焊。
- (2) 屋盖结构为有檩体系时，檩条与屋架的连接为焊接。
- (3) 山墙应为实心砖墙，如山墙上有孔洞时，其在山墙水平截面的削弱面积不应大于山墙全部水平截面面积的 50%，否则应视为无山墙情况。
- (4) 当厂房设有伸缩缝时，表中的厂房长度应按一个伸缩缝区段为单元进行考虑，此时伸缩缝处应视为无山墙情况。

3. 考虑厂房结构空间作用时的内力计算方法

吊车竖向荷载和横向水平荷载作用下，考虑单跨厂房空间作用的排架内力计算，可按下列步骤进行：

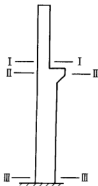


图 10-16 排架柱的控制截面

(1) 首先在排架柱顶附加不动铰支座，求出支座反力 R 及相应的内力。

(2) 将柱顶反力 R 乘以厂房空间作用分配系数 m 得到 mR ，将 mR 反向施加于排架柱顶，并求出相应的内力。

(3) 将以上两种情况求得的排架各柱内力叠加起来，即为所求各柱内力。

四、内力组合

1. 控制截面

排架计算主要是算出控制截面的内力。控制截面是指能对柱内配筋起控制作用的截面。在一般单阶柱中，整个上柱截面的配筋相同，整个下柱截面的配筋也相同，而上柱底截面 $I = I$ 的内力一般比上柱其他截面大，因此取它作为上柱的控制截面。对下柱来说，

牛腿顶面Ⅱ-Ⅱ和柱底截面Ⅲ-Ⅲ的内力较大,因此取为下柱的控制截面,如图10-16所示。而且,柱底截面的内力值也是设计柱下基础的依据。

2. 荷载组合

在排架内力分析中,只是算出了各种荷载单独作用下控制截面上的内力,为了把这些内力组合起来,就必须考虑这些荷载同时出现的可能性,即进行荷载组合。由于几种荷载同时作用又同时达到最大值的可能性毕竟很小,因此《荷载规范》规定,对于荷载基本组合,荷载效应组合的设计值应从下列组合中取最大值确定。

(1) 由可变荷载效应控制的组合。计算如下

$$S = \gamma_0 (\gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \psi_{ci} S_{Qik}) \quad (10-12)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数;

S_{Gk} ——永久荷载标准值的效应;

S_{Q1k} ——在基本组合中起控制作用的一个可变荷载标准值的效应;

S_{Qik} ——第 i 个可变荷载标准值的效应;

γ_G ——恒载分项系数一般取 $\gamma_G = 1.2$, 当恒载对结构有利时,取 $\gamma_G = 1.0$;

γ_{Q1} 、 γ_{Qi} ——分别为第一个和第 i 个可变荷载的分项系数,一般取 1.4;

ψ_{ci} ——第 i 个可变荷载的组合值系数;

(2) 由永久荷载效应控制的组合

$$S = \gamma_0 (\gamma_G S_{Gk} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} \psi_{ci} S_{Qik}) \quad (10-13)$$

在这里恒载分项系数取 $\gamma_G = 1.35$, 参与组合的可变荷载仅限于竖向荷载。

3. 内力组合

吊车荷载、风荷载在同一截面上所产生的内力值不只一个,所以还须对同一种荷载组合中的内力进行挑选。矩形、工字形排架柱是偏心受压构件,根据可能出现的最大截面配筋量,一般应考虑以下四种内力组合:

(1) $+M_{max}$ 及相应的 N 、 V ;

(2) $-M_{max}$ 及相应的 N 、 V ;

(3) N_{max} 及相应的 M 、 V ;

(4) N_{min} 及相应的 M 、 V 。

内力组合时应注意以下问题。

(1) 虽然按上述四种内力组合一般能满足工程上的要求,但在某些情况下,它可能都不是最不利的。例如,对大偏心受压构件,偏心距 $e_0 = \frac{M}{N}$ 越大(即 M 越大, N 越小)时,截面配筋量往往越多。因此,有时 M 虽然不是最大值,而比最大值略小,它所对应的 N 若减小很多,那么这组内力所要求的截面配筋量反而会更大一些。

(2) 每次组合都必须把恒载产生的内力考虑进去,并注意按规定取用恒载分向系数。

(3) 对活载必须目标明确,即每次组合只能以一种内力为目标来决定其取舍。例如,当

考虑第(1)种内力组合时,就必须以得到 $+M_{\max}$ 为目标,然后求出与它对应的 N 、 V 值。当以 N_{\max} 或 N_{\min} 为组合目标时,应使相应的 M 尽可能大。

(4) 当考虑风载时,则只能对左来风或右来风两者取一。

(5) 在挑选吊车荷载作用下的内力时,应注意到实际的可能以及 D_{\max} (或 D_{\min})与 T_{\max} 间的关系。在一般情况下,内力组合表中每一个吊车荷载组合项均表示一个跨度内两台吊车所产生的内力。因此,对于 T_{\max} ,不论单跨,还是多跨排架,都只能取用表中的一项,对于吊车竖向荷载,单跨时在 D_{\max} 或 D_{\min} 中取一,多跨时最多也只能取两项(在不同跨内)。

(6) 由于吊车横向水平荷载不可能脱离其竖向荷载而单独存在,因此当取用 T_{\max} 所产生的内力时,就应把同跨内 D_{\max} 或 D_{\min} 产生的内力组合进去。另一方面,吊车竖向荷载却是可以脱离吊车横向水平荷载而单独存在的。考虑到 T_{\max} 既可向左又可向右作用的特性,故如取用了 D_{\max} (或 D_{\min}),总是要同时取用 T_{\max} 才能得到最不利的内力组合。

(7) 对多台吊车组合情况。吊车竖向荷载最多可考虑四台。当两台吊车参与组合时,其多台吊车折减系数为0.9;当四台吊车参与组合时,其多台吊车折减系数为0.8;吊车横向水平荷载最多可考虑两台,其多台吊车折减系数为0.9。

第三节 单层厂房柱设计

一、柱的计算内容

柱是单层厂房的主要承重构件,它对厂房的安全有重大影响。单层厂房柱承受屋盖、吊车荷载以及风荷载的作用,在柱截面上会产生轴心压力、弯矩和剪力,所以单层厂房柱属于偏心受压构件。其设计计算内容如下。

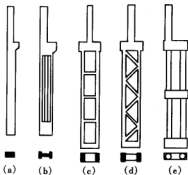


图 10-17 排架柱的形式

(1) 选择柱型,确定柱的外形尺寸。柱的型式见图 10-17,依据厂房的跨度、高度、吊车吨位以及材料供应和施工条件等情况,参照现有同类厂房资料,通过技术经济指标的分析确定柱型及外形尺寸。

(2) 柱的截面设计。根据排架计算求得的各控制截面的最不利内力组合进行截面设计,即按承载力及构造要求配置纵向受力钢筋、箍筋以及其他构造钢筋。

(3) 牛腿设计。确定牛腿的外形尺寸及其配筋。

(4) 柱子在施工吊装时的强度和裂缝宽度验算。

(5) 预埋件及其他连接构造的设计。

(6) 绘制施工图。

二、牛腿

(一) 牛腿的受力特点

单层厂房的吊车梁等构件,常用设置在柱上的牛腿来支承,通常采用实腹式牛腿,其外

形为一变截面的悬臂梁,如图 10-18 所示。依据牛腿荷载的作用点至下柱边缘的距离 a 的大小,它可以分为两类:当 $a > h_0$ 时,为长牛腿;当 $a \leq h_0$ 时,为短牛腿(h_0 为牛腿与下柱交接处垂直截面的有效高度)。长牛腿一般按悬臂梁设计,支承吊车梁等构件的牛腿通常设计成短牛腿,其受力与悬臂梁不同。

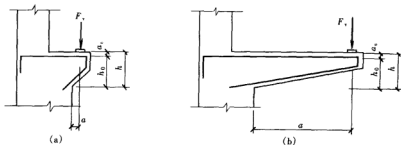


图 10-18 牛腿的类型

(a) 长牛腿; (b) 短牛腿

如图 10-19 所示,牛腿受力后,首先在上柱与牛腿上表面交接处出现垂直裂缝,但这种裂缝发展很慢。随着荷载的增加,在加载板内侧出现向下发展的斜裂缝①,若继续加载,裂缝不断开展,并在①的外侧出现大量细小裂缝,直到临近破坏时,突然出现第二条斜裂缝②,这预示牛腿即将破坏。牛腿的破坏可能有两种情形,一种是斜裂缝①、②之间的斜向混凝土被压坏(斜压破坏),另一种是牛腿上部纵向水平钢筋的屈服。因此,可将实腹牛腿看成以纵向水平钢筋为拉杆和以斜向压力区混凝土为压杆组成的三角形桁架,如图 10-20 所示,并做为牛腿承载力的计算简图。

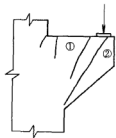


图 10-19 牛腿的裂缝

由于 a/h_0 比值的不同,牛腿尚有其他破坏现象,但厂房常用牛腿的破坏主要是斜压破坏。对于其他破坏现象,则主要采取构造措施来防止。

柱牛腿(当 $a \leq h_0$ 时)的截面尺寸,应符合下列要求。

(1) 牛腿的裂缝控制要求。牛腿一般与柱等宽,其高度则以控制斜裂缝①的出现为根据。设计时根据经验预先假定牛腿高度,然后按下式验算

$$F_{yk} \leq \beta \left(1 - 0.5 \frac{F_{yk}}{F_{yk}} \right) \frac{f_k b h_0}{0.5 + \frac{a}{h_0}} \quad (10-14)$$

$$h_0 = h_1 - a_s + c \cdot \tan \alpha \quad (10-15)$$

式中 F_{yk} ——作用于牛腿顶部按荷载效应标准组合计算的竖向力值, kN;

F_{yk} ——作用于牛腿顶部按荷载效应标准组合计算的水平力值, kN;

β ——裂缝控制系数:对支承吊车梁的牛腿,取 0.65;对其他牛腿,取 0.80;

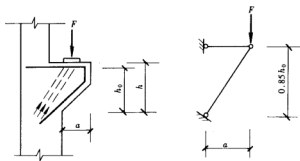


图 10-20 牛腿的计算简图

- a ——竖向力作用点至下柱边缘的水平距离, 此时, 应考虑安装偏差 20mm, 竖向力的作用点位于下柱截面以内时, 取 $a = 0$, mm;
- b ——牛腿宽度, mm;
- h_0 ——牛腿与下柱交接处的垂直截面有效高度, 当 $\alpha > 45^\circ$ 时, 取 $\alpha = 45^\circ$, 如图 10-21 所示, mm;
- c ——下柱边缘到牛腿外边缘的水平长度, mm;
- f_a ——混凝土轴心抗拉强度标准值, N/mm^2 。

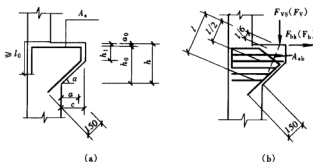


图 10-21 牛腿的尺寸及配筋构造

- (2) 牛腿的外边缘高度 h_1 不应大于 $h/3$, 且不小于 200mm。
- (3) 在牛腿顶面的承压面上, 由竖向力 F_k 所引起的局部承压应力不应超过 $0.75f_c$ 。否则应采取加大承压面积、提高混凝土强度等级或设置钢筋网等有效措施。

(二) 牛腿纵向受力钢筋的确定

在设计牛腿时, 由承受竖向力所需的受拉钢筋截面面积和承受水平拉力所需的锚固截面面积组成的纵向受力钢筋总平面面积应按下式计算

$$A_s \geq \frac{F_y a}{0.85 f_y h_0} + 1.2 \frac{F_h}{f_y} \quad (10-16)$$

式中 F_v ——作用在牛腿顶部的竖向力设计值, kN;

F_h ——作用在牛腿顶部的水平拉力设计值, kN;

f_y ——纵向受力钢筋的抗拉强度设计值, N/mm^2 。

当 $a < 0.3h_0$ 时, 取 $a = 0.3h_0$ 。

沿牛腿顶部配置的纵向受力钢筋, 宜采用 HRB335 级或 HRB400 级钢筋。全部纵向受力钢筋及弯起钢筋宜沿牛腿外边缘向下伸入下柱内 150mm 后截断。纵向受力钢筋及弯起钢筋伸入上柱锚固长度, 当选用直线锚固时不应小于受拉钢筋最小锚固长度 l_a ; 当上柱尺寸不足时, 钢筋的锚固长度应符合梁上部钢筋在框架中间层端节点中带 90° 弯折的锚固规定。此时, 锚固长度应从上柱内边算起。

承受竖向力所需的纵向受拉钢筋的配筋率, 按牛腿有效截面计算不应小于 0.2% 及 $0.45f_t/f_y$, 也不宜大于 0.6%, 钢筋数量不宜少于 4 根, 直径不宜小于 12mm。

纵向受拉钢筋的应力沿全长几乎相等, 因此, 由计算所得的纵向受拉钢筋不得下弯兼作弯起钢筋。

(三) 水平箍筋的设置

牛腿的水平箍筋对于限制斜裂缝的开展有显著作用。水平箍筋直径应取 6~12mm, 间距为 100~150mm, 且在上部 $2h_0/3$ 范围内的水平箍筋总截面面积不应小于承受竖向力的受拉钢筋截面面积的 1/2。

(四) 弯起钢筋的设置

为提高牛腿斜截面的承载力, 当 $a/h_0 \geq 0.3$ 时, 应设置弯起钢筋。弯起钢筋宜采用 HRB335 级或 HRB400 级钢筋, 并宜设置在牛腿上部 $l/6 \sim 1/2$ 的范围内, 以充分发挥弯起钢筋的作用, 如图 10-21 所示。弯起钢筋的截面面积不应少于承受竖向力的受拉钢筋截面面积的 1/2, 其根数不应少于两根, 直径不应小于 12mm。

第四节 柱下独立基础设计

工业厂房的柱基础一般采用独立基础, 且多为偏心受压。柱下独立基础的计算包括确定基础底面尺寸、基础高度及底板的配筋。

一、基础底面尺寸的确定

(一) 轴心受压基础

轴心受压时, 基础底面的压力为均匀分布, 设计时应满足

$$P_k = \frac{F_k + G_k}{A} \leq f_a \quad (10-17)$$

$$G = \gamma A h \quad (10-18)$$

式中 P_k ——相应于荷载效应标准组合时, 基础底面处的平均压力值;

F_k ——相应于荷载效应标准组合时, 上部结构传至基础顶面的竖向力值;

A ——基础底面面积;

f_a ——修正后的地基承载力特征值;

G_k ——基础自重和基础上的土重；

$\bar{\gamma}$ ——基础和基础上覆土的平均重度，取 $\bar{\gamma} = 20 \text{ kN/m}^3$ ，当有地下水时，取有效重度 $\bar{\gamma} - \gamma_w = 20 - 9.8 = 10.2 \text{ kN/m}^3$ ；

\bar{h} ——计算土重 G 时的平均高度。

设计时可按上式先求出 A ，再确定边长，轴心受压基础两边长一般相等。

(二) 偏心受压基础

在偏心压力作用下，基底压力 $p_{k\max}$ 及 $p_{k\min}$ 可按下式计算

$$p_{k\max} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_k}{W} \quad (10-19)$$

$$p_{k\min} = \frac{F_k + G_k}{A} - \frac{M_k}{W} \quad (10-20)$$

$$p_k = \frac{p_{k\max} + p_{k\min}}{2} \quad (10-21)$$

式中 $p_{k\max}$ ——相应于荷载效应标准组合时，基础底面边缘最大压力值；

$p_{k\min}$ ——相应于荷载效应标准组合时，基础底面边缘最小压力值；

M_k ——相应于荷载效应标准组合时，作用于基础底面的力矩值；

W ——基础底面的抵抗矩。

当 $p_{k\min} < 0$ 时， $p_{k\max}$ 应按下式计算

$$p_{k\max} = \frac{2(F_k + G_k)}{3l_a} \quad (10-22)$$

式中 l ——垂直于力矩作用方向的基础底面边长；

a ——合力作用点至基础底面最大压力边缘的距离。

偏心受压基础底面积的确定应同时符合如下各式要求

$$p_k \leq f_a \quad (10-23)$$

$$p_{k\max} \leq 1.2f_a \quad (10-24)$$

偏心受压基础底面尺寸的确定，可先按轴心受压基础计算出所需底面积，然后增大 20% ~ 40%，一般将平行于弯矩方向的边设计为长边，长短边尺寸比一般为 1.5 ~ 2，然后验算，直到满足要求为止。

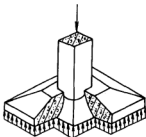


图 10-22 基础的冲切破坏

二、基础高度的确定

基础高度由抗冲切强度确定。当沿柱周边或变阶处的基础高度不足时，底板将发生如图 10-22 所示的冲切破坏，形成 45°斜裂面的角锥体。为防止发生这种破坏，基础应有足够的高度，使基础冲切面以外地基净反力产生的冲切力 F_l 不大于基础冲切面处混凝土的抗冲切力。设计时，也可取冲切荷载较大一面上的冲切力与抗冲切力的验算代替整个冲切面的验算，如图 10-23 所示。即

$$F_l \leq 0.7\beta_n f_t b_m h_0 \quad (10-25)$$

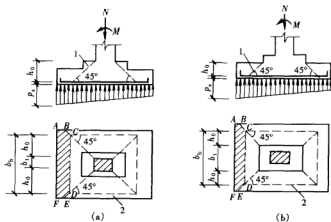


图 10-23 计算阶梯形基础的抗冲切力截面位置

$$b_m = \frac{b_1 + b_2}{2} \quad (10-26)$$

$$F_1 = p_s A \quad (10-27)$$

$$A = \left(\frac{b}{2} - \frac{a_1}{2} - h_0 \right) a - \left(\frac{a}{2} - \frac{b_1}{2} - h_0 \right)^2 \quad (10-28)$$

式中 β_h ——受冲切承载力截面高度 h 影响系数, 当 h 不大于 800mm 时, $\beta_h = 1.0$, 当 h 大于等于 2000mm 时, $\beta_h = 0.9$, 其间按线性内插法取用;

h_0 ——基础冲切破坏锥体的有效高度;

b_1 ——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的上边长, 当计算柱与基础交接处的受冲切力时, 取柱宽, 当计算基础变阶处的抗冲切承载力时, 取上阶宽;

b_2 ——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面在基础底面积范围内的下边长, 当冲切破坏锥体的底面落在基础底面以内, 计算柱与基础交接处的受冲切承载力时, 取柱宽加两倍基础有效高度, 当计算基础变阶处的受冲切承载力时, 取上阶宽加两倍该处的基础有效高度, 当冲切破坏锥体的底面在 b 方向落在基础底面以外, 即 $b_1 + 2h_0 > b$ 时, 取 $b_2 = b$;

b_m ——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的上边长与下边长的平均值;

p_s ——扣除基础自重及其上土重后相应于荷载效应基本组合时的地基土单位面积净反力, 对偏心受压基础可取基础边缘处最大地基土单位面积净反力;

F_1 ——相应于荷载效应基本组合时作用在 A 上的地基土净反力设计值;

A ——冲切验算时计算冲切荷载取用的部分基底面积, 如图 10-23 所示;

b ——基础底面沿 y 方向的长度 (与 b_1 或 b_2 相平行);

a ——基础底面沿 x 方向的长度 (与 a_1 或 a_2 相平行);

b_1 ——冲切破坏锥体斜截面沿 y 方向的上边长;

杯壁可不配筋；当柱为轴心或小偏心受压且 $0.5 \leq t/h_2 \leq 0.65$ ，杯壁可按表 10-6 构造配筋。其他情况应按计算配筋。

表 10-4 柱的插入深度 h_1 (mm)

矩形或工字形柱				双肢柱
$h < 500$	$500 \leq h < 800$	$800 \leq h \leq 1000$	$h > 1000$	
$H \sim 1.2h$	h	$0.9h$ 且 ≥ 800	$0.8h$ 且 ≥ 1000	$(1/3 \sim 2/3) h_n$ $(1.5 \sim 1.8) h_b$

注 1. h 为柱截面长边尺寸； h_n 为双肢柱全截面长边尺寸； h_b 为双肢柱全截面短边尺寸；

2. 柱轴心受压或小偏心受压时， h_1 可适当减小，偏心距大于 $2h$ 时， h_1 应适当增大。

表 10-5 基础的杯底厚度和杯壁厚度 (mm)

柱长边尺寸	杯底厚度	杯壁厚度
h	a_1	t
$h < 500$	≥ 150	$150 \sim 200$
$500 \leq h < 800$	≥ 200	≥ 200
$800 \leq h < 1000$	≥ 200	≥ 300
$1000 \leq h < 1500$	≥ 250	≥ 350
$1500 \leq h < 2000$	≥ 300	≥ 400

表 10-6 杯壁构造配筋 (mm)

柱截面长边尺寸	$H < 1000$	$1000 \leq h < 1500$	$1500 \leq h \leq 2000$
钢筋直径	$8 \sim 10$	$10 \sim 12$	$12 \sim 16$

第五节 单层厂房设计实例

一、设计资料

(一) 工程概况

某工厂锻工车间，根据工艺要求为一单跨单层钢筋混凝土厂房，跨度为 24m，总长度为 108m，柱顶标高 12.4m，轨顶标高 10.0m，厂房设有天窗，采用两台吊车。屋面采用柔性防水屋面做法，围护墙采用 240mm 厚双面粉刷砖墙，钢门窗，混凝土地面，室内外高差为 150mm。剖面图如图 10-27 所示。

(二) 自然条件

本工程建设地点在某市郊区，基本雪压值为 0.2 kN/m^2 ，基本风压值为 0.35 kN/m^2 。

(三) 标准构件的选用

1. 屋面板

采用标准图中 G410 (一) $1.5 \text{ m} \times 6 \text{ m}$ 预应力混凝土屋面板，板自重 1.3 kN/m^2 ，嵌缝重 0.1 kN/m^2 (均沿屋架斜面方向)。

2. 天沟板

选自天沟板 G410 (三) 标准图集集中的 JCB77-1 沟板，板自重标准值 2.02 kN/m^2 。

3. 天窗架

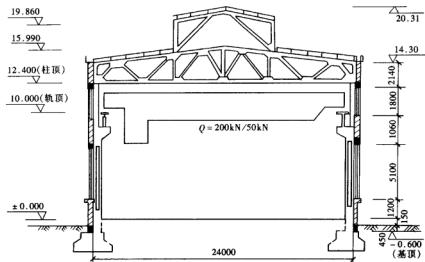


图 10-27 车间剖面

天窗架选用 G316 中的门型钢筋混凝土天窗架 C1903, 天窗架传来荷载标准值 $2 \times 57 \text{ kN/榀}$ 。

4. 屋架

采用预应力钢筋混凝土折线型屋架 G415 (三), 屋架自重标准值 106 kN/榀 。

5. 吊车梁

自重 44.2 kN/根 , 吊车梁的截面高度为 1200 mm 。

(四) 排架柱材料选用情况

混凝土: 采用 C30 ($f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2$, $f_{tk} = 1.43 \text{ N/mm}^2$);

钢筋: 纵向受力钢筋采用 HRB335 钢筋 ($f_y = 300 \text{ N/mm}^2$, $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$); 箍筋采用 HPB235 钢筋 ($f_y = 210 \text{ N/mm}^2$, $E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$)。

二、结构计算

(一) 计算简图

1. 柱高

根据设计资料, 可以确定柱子各部分的高度及总高。

上柱高 $H_1 = \text{柱顶标高} - \text{轨顶标高} + \text{吊车梁高} + \text{轨道构造高度} = 3.8 \text{ m}$

全柱高 $H_2 = \text{柱顶标高} - \text{基顶标高} = 12.4 - (-0.6) = 13 \text{ m}$

下柱高 $H_3 = \text{全柱高} - \text{上柱高} = 9.2 \text{ m}$

$$\lambda = \frac{H_1}{H} = \frac{3.8}{13} = 0.292$$

2. 柱截面尺寸及几何特征计算

根据经验, 初步选定柱截面尺寸。

(1) 上柱为正方形截面 $b \times h = 400\text{mm} \times 400\text{mm}$, 截面面积 $A = 0.16 \times 10^6 \text{mm}^2$, 截面的惯性矩 $I_1 = 2.133 \times 10^9 \text{mm}^4$ 。

(2) 下柱为工字形截面, $b = 100\text{mm}$, $h = 800\text{mm}$, $b'_f = b_f = 400\text{mm}$, $h'_f = h_f = 150\text{mm}$ 。截面面积 $A = 0.1775 \times 10^6 \text{mm}^2$, 排架平面内惯性矩 $I_2 = 1.409 \times 10^{10} \text{mm}^4$, $n = \frac{I_1}{I_2} = \frac{2.133 \times 10^9}{1.409 \times 10^{10}} = 0.151$; 排架平面外惯性矩 $I_y = 1.73 \times 10^9 \text{mm}^4$ 。

排架计算简图、几何尺寸及截面惯性矩如图 10-28 所示。

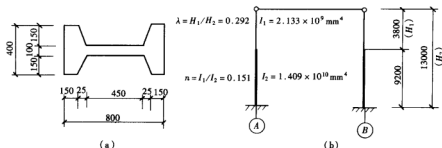


图 10-28 车间计算简图

(a) 柱截面尺寸; (b) 排架计算简图

(二) 荷载计算

1. 恒荷载计算

(1) 屋盖部分传来的恒载 P_1 。

预应力混凝土大型屋面板	$1.2 \times (1.3 + 0.1) = 1.68 \text{ kN/m}^2$
二毡三油防水层	$1.2 \times 0.35 = 0.42 \text{ kN/m}^2$
20mm 厚水泥砂浆找平层	$1.2 \times 0.02 \times 20 = 0.48 \text{ kN/m}^2$
100mm 膨胀珍珠岩砂浆保温层	$1.2 \times 0.1 \times 10 = 1.2 \text{ kN/m}^2$
一毡二油隔气层	$1.2 \times 0.05 = 0.06 \text{ kN/m}^2$
20mm 厚水泥砂浆找平层	$1.2 \times 0.02 \times 20 = 0.48 \text{ kN/m}^2$
小计	$g = 4.32 \text{ kN/m}^2$
天沟板	$1.2 \times 2.02 \times 6 = 14.54 \text{ kN}$
天窗	$1.2 \times 57 = 68.4 \text{ kN}$
屋架重	$1.2 \times 106 = 127.2 \text{ kN}$

则作用于一端柱顶的屋盖结构自重为

$$P_1 = 4.32 \times 6 \times 12 + 14.54 + 68.4 + 127.2/2 = 457.58 \text{ kN}$$

$$e_1 = h_w/2 - 150 = 400/2 - 150 = 50\text{mm}$$

(2) 柱自重。

上柱 $P_2 = 1.2 \times 25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.8 = 18.24 \text{ kN}$

$$e_2 = h/2 - h_u/2 = 800/2 - 400/2 = 200 \text{ mm}$$

下柱 $P_3 = 1.2 \times 25 \times 9.2 \times [0.15 \times 0.4 \times 2 + 0.45 \times 0.1 + 2 \times (0.1 + 0.4) / 2 \times 0.025] \times 1.1 = 53.89 \text{ kN}$ (考虑矩形截面部分乘以增大系数 1.1)

$$e_3 = 0$$

(3) 吊车梁及轨道自重。

$$P_4 = 1.2 \times (44.2 + 1 \times 6) = 60.24 \text{ kN}$$

$$e_4 = 750 - h/2 = 750 - 800/2 = 350 \text{ mm}$$

2. 活载计算

(1) 屋面活载。雪荷载 0.2 kN/m^2 ，屋面均布活荷载 0.5 kN/m^2 。排架计算时，雪荷载和屋面均布活荷载比较，取其中的较大值。

$$P_6 = 1.4 \times 0.5 \times 6 \times 12 = 50.4 \text{ kN}$$

$$e_6 = e_1 = 50 \text{ mm}$$

(2) 吊车荷载。由吊车产品目录查得： $P_{\max} = 202 \text{ kN}$ ， $P_{\min} = 60 \text{ kN}$ ， $B = 5600 \text{ mm}$ ， $K = 4400 \text{ mm}$ ， $g_k = 77.2 \text{ kN}$ 。

由于本车间有两台吊车，故应考虑荷载折减系数取 0.9。根据参数 B 与 K 及吊车梁支座反力影响线，算得与各轮对应的反力影响线竖标，如图 10-30 所示。则可求得作用于柱顶的吊车垂直荷载。

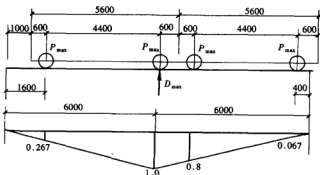


图 10-30 计算 D_{\max} 时吊车位置

$$D_{\max} = 0.9 \times 1.4 \times 202 \times (1 + 0.267 + 0.8 + 0.067) = 543 \text{ kN}$$

$$D_{\min} = \frac{P_{\min}}{P_{\max}} D_{\max} = \frac{60}{202} \times 543 = 161 \text{ kN}$$

作用于每个轮子上的吊车水平制动力的设计值

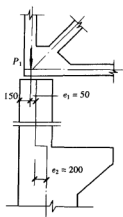


图 10-29 屋架端部详图

$$T = \frac{\alpha}{4} \gamma_Q (Q_k + \gamma_{Gk}) = \frac{0.1}{4} \times 1.4 \times (200 + 77.2) = 9.7 \text{ kN}$$

作用于排架上的吊车水平荷载因其作用位置与竖向荷载相同,可按比例求得

$$T_{\max} = \frac{T}{\gamma_Q P_{\max}} D_{\max} = \frac{9.7}{1.4 \times 202} \times 543 = 18.62 \text{ kN}$$

T_{\max} 的作用点到柱顶的垂直距离为

$$y = H_1 - h_c = 3.8 - 1.2 = 2.6 \text{ m}$$

$$\frac{y}{H_1} = \frac{2.6}{3.8} = 0.684$$

(3) 风荷载。本地区的基本风压 $W_0 = 0.35 \text{ kN/m}^2$, 对于郊区风压高度变化系数可按 B 类考虑。

柱顶离室外地坪高度为 $12.4 + 0.15 = 12.55 \text{ m}$, 查得 $\mu_z = 1.071$;

天窗檐口离室外地坪高度为 $19.86 + 0.15 = 20.01 \text{ m}$, 查得 $\mu_z = 1.25$ 。

风荷载体形系数的分布如图 10-31 所示, 风荷载计算如下

$$W = 1.4 \times [(0.8 + 0.5) \times 2.3 + (0.6 - 0.2) \times 1.59 + (0.6 + 0.6) \times 3.87] \times 1.25 \times 0.35 \times 6 = 30.39 \text{ kN}$$

$$q_1 = 1.4 \times 0.8 \times 1.071 \times 0.35 \times 6 = 2.52 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 1.4 \times 0.5 \times 1.071 \times 0.35 \times 6 = 1.57 \text{ kN/m}$$

(三) 内力计算

排架内力计算时, 内力符号规定为: 柱内弯矩 M 以使排架左边产生拉应力为正, 剪力 V 以使脱离体产生顺时针方向转动为正。轴向力 N 以压力为正。当采用附表 28 ~ 附表 35 中的公式计算柱顶反力时, 反力 R 的方向以自右向左者为正, 外力矩 M 以顺时针转为正, 水平集中力 T 及水平均布荷载 q 均以自左向右者为正。

1. 恒载作用下的内力计算

(1) 计算简图。恒载包括屋盖恒载 P_1 , 上、下柱自重 P_2 与 P_3 , 吊车梁与轨道等重 P_4 , 其作用位置如图 10-32 (a) 所示。由于排架结构对称, 荷载也对称, 所以在恒载作用下结构将不会产生侧移, 相当于在排架柱顶有一水平铰支座。

柱顶弯矩

$$M_1 = P_1 e_1 = -457.58 \times 0.05 = -22.88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

牛腿顶面处弯矩

$$\begin{aligned} M_2 &= (P_1 + P_2) e_2 + P_4 e_4 \\ &= -(457.58 + 18.24) \times 0.2 + 60.24 \times 0.35 \end{aligned}$$

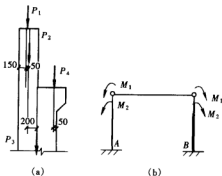


图 10-32 恒载作用下的计算简图

$$= -70.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 柱顶剪力计算。由 $n=0.151$, $\lambda=0.292$, 查附表 29 得

$$C_1 = \frac{\frac{3}{2} \frac{1 - \lambda^2 \left(1 - \frac{1}{n}\right)}{1 + \lambda^3 \left(\frac{1}{n} - 1\right)}}{\frac{3}{2} \frac{1 - 0.292^2 \times \left(1 - \frac{1}{0.151}\right)}{1 + 0.292^3 \left(\frac{1}{0.151} - 1\right)}} = 1.95$$

在 M_1 作用下柱顶不动铰支承反力

$$R_1 = C_1 M_1 / H_2 = -1.95 \times 22.88 / 13 = -3.43 \text{ kN} (\rightarrow)$$

查附表 30 得

$$C_3 = \frac{\frac{3}{2} \left[\frac{1 - \lambda^2}{1 + \lambda^3 \left(\frac{1}{n} - 1\right)} \right]}{\frac{3}{2} \times \left[\frac{1 - 0.292^2}{1 + 0.292^3 \times \left(\frac{1}{0.151} - 1\right)} \right]} = 1.20$$

在 M_2 作用下柱顶不动铰支承反力

$$R_2 = C_3 M_2 / H_2 = -1.20 \times 70.08 / 13 = -6.47 \text{ kN} (\rightarrow)$$

则在恒载作用下柱顶不动铰支承反力

$$R = R_1 + R_2 = -3.43 - 6.47 = -9.9 \text{ kN} (\rightarrow)$$

柱顶剪力

$$V = 9.9 \text{ kN} (\rightarrow)$$

(3) 内力图。

弯矩

$$M_{\text{柱顶}} = -22.88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{I}} = 9.9 \times 3.8 - 22.88 = 14.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{II}} = 9.9 \times 3.8 - 22.88 - 70.08 = -55.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{III}} = 9.9 \times 13 - 22.88 - 70.08 = 35.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

轴向力

$$N_{\text{柱顶}} = 457.58 \text{ kN}$$

$$N_{\text{I}} = 457.58 + 18.24 = 475.82 \text{ kN}$$

$$N_{\text{II}} = 457.58 + 18.24 + 60.24 = 536.06 \text{ kN}$$

$$N_{\text{III}} = 457.58 + 18.24 + 60.24 + 53.89$$

$$= 589.95 \text{ kN}$$

剪力

$$V_{\text{柱顶}} = V_{\text{I}} = V_{\text{II}} = V_{\text{III}} = 9.9 \text{ kN} (\rightarrow)$$

相应的弯矩图、轴力图如图 10-33 所示。

2. 屋面活载作用下的内力计算

(1) 计算简图。屋面活载作用位置、计算简图与屋面恒载相同, 如图 10-32 所示。

$$M_{61} = P_6 e_1 = -50.4 \times 0.05 = -2.52 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

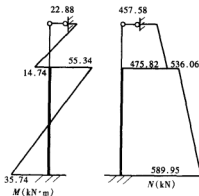


图 10-33 恒载作用下的 M 、 N 图

$$M_{62} = P_6 e_2 = -50.4 \times 0.2 = -10.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 剪力计算。由 $n=0.151$, $\lambda=0.292$, 已求得 $C_1=1.95$, $C_2=1.2$ 。

在 M_{61} 作用下柱顶不动铰支承反力

$$R_{61} = -C_1 M_{61} / H_2 = -1.95 \times 2.52 / 13 = -0.378 \text{ kN} \quad (\rightarrow)$$

在 M_{62} 作用下柱顶不动铰支承反力

$$R_{12} = -C_1 M_{62} / H_2 = -1.20 \times 10.08 / 13 = -0.93 \text{ kN} \quad (\rightarrow)$$

则在 P_6 作用下柱顶不动铰支承反力

$$R_6 = R_{61} + R_{62} = -0.378 - 0.93 = -1.31 \text{ kN} \quad (\rightarrow)$$

柱顶剪力

$$V = 1.31 \text{ kN} \quad (\rightarrow)$$

(3) 内力图。

弯矩

$$M_{\text{柱顶}} = -2.52 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{I}} = 1.31 \times 3.8 - 2.52 = 2.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{II}} = 1.31 \times 3.8 - 2.52 - 10.08 = -7.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{III}} = 1.31 \times 13 - 2.52 - 10.08 = 4.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

轴向力

$$N_{\text{柱顶}} = N_{\text{I}} = N_{\text{II}} = N_{\text{III}} = 50.4 \text{ kN}$$

剪力

$$V_{\text{柱顶}} = V_{\text{I}} = V_{\text{II}} = V_{\text{III}} = 1.31 \text{ kN}$$

相应的弯矩图、轴力图如图 10-34 所示。

3. 吊车荷载作用下的内力计算 (考虑厂房整体空间工作)

厂房跨度为 24m, 总长度为 108m, 中间设有一道伸缩缝, 吊车最大额定起重量为 200kN, 由表 10-2 可查得空间作用分配系数为 $m=0.9$ 。

(1) 吊车竖向荷载。

1) D_{max} 作用在 A 柱, 这时的计算简图如图 10-35 所示, A、B 柱内力可按下式计算。

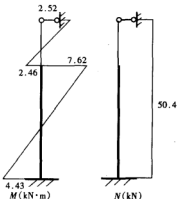


图 10-34 活载作用下的 M 、 N 图

偏心力矩

$$M_{D_{\text{max}}} = D_{\text{max}} e_4 = 543 \times 0.35 = 190.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{D_{\text{min}}} = D_{\text{min}} e_4 = 161 \times 0.35 = 56.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

柱顶剪力

$$\begin{aligned} V_{A_{\text{max}}} &= -0.5 \left[(2-m) M_{D_{\text{max}}} + m M_{D_{\text{min}}} \right] C_3 / H_2 \\ &= -0.5 \times \left[(2-0.9) \times 190.05 + 0.9 \times 56.35 \right] \times 1.2 / 13 \\ &= -12 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\leftarrow) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{B\max} &= 0.5 [mM_{D\max} + (2-m)M_{D\min}] C_3/H_2 \\
 &= 0.5 \times [0.9 \times 190.05 + (2-0.9) \times 56.35] \times 1.2/13 \\
 &= 10.8 \text{ kN} \cdot \text{m} (\rightarrow)
 \end{aligned}$$

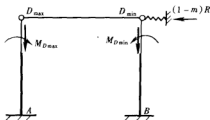


图 10-35 吊车竖向荷载
作用下计算简图

相应的弯矩图如图 10-36 所示。

2) D_{\min} 作用在 A 柱，根据结构的对称性，只需将 A 柱与 B 柱的内力对换（注意内力方向）即可得到相应的内力。

(2) 吊车水平荷载作用下的内力计算。

1) T_{\max} 自左向右作用，这时的计算简图如图 10-37 所示，A、B 柱内力可按式计算。

当 $y = 0.6H_u$ 时，由附表 31 可查得

$$\begin{aligned}
 C_5 &= \frac{2 - 1.8\lambda + \lambda^3 \left(\frac{0.416}{n} - 0.2 \right)}{2 \left[1 + \lambda^3 \left(\frac{1}{n} - 1 \right) \right]} \\
 &= \frac{2 - 1.8 \times 0.292 + 0.292^3 \left(\frac{0.416}{0.15} - 0.2 \right)}{2 \times \left[1 + 0.292^3 \left(\frac{1}{0.151} - 1 \right) \right]} = 0.675
 \end{aligned}$$

当 $y = 0.7H_u$ 时，由附表 32 可查得

$$C_5 = \frac{2 - 2.1\lambda + \lambda^3 \left(\frac{0.243}{n} + 0.1 \right)}{2 \left[1 + \lambda^3 \left(\frac{1}{n} - 1 \right) \right]} = \frac{2 - 2.1 \times 0.292 + 0.292^3 \left(\frac{0.243}{0.15} + 0.1 \right)}{2 \times \left[1 + 0.292^3 \left(\frac{1}{0.151} - 1 \right) \right]} = 0.627$$

当 $y = 0.684H_u$ 时，可用内查法求得

$$C_5 = 0.627 + \frac{0.7 - 0.684}{0.7 - 0.6} \times (0.675 - 0.627) = 0.635$$

$$V_{AT} = V_{BT} = - (1-m) C_5 T_{\max} = - (1-0.9) \times 0.635 \times 18.62 = -1.18 \text{ kN} (\leftarrow)$$

柱底剪力

$$V_{A\text{底}} = V_{B\text{底}} = T_{\max} + V_{AT} = 18.62 - 1.18 = 17.74 \text{ kN} (\leftarrow)$$

相应的弯矩图如图 10-38 所示。

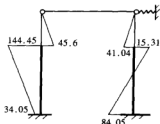


图 10-36 吊车竖向荷载
作用下 M 图

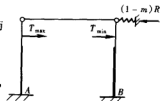


图 10-37 吊车水平荷载
作用下计算简图

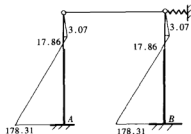


图 10-38 吊车水平
荷载作用下 M 图

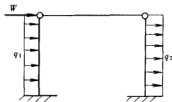


图 10-39 风荷载作用
下的计算简图

2) T_{\max} 自右向左作用。根据结构的对称性, 只需将 A 柱与 B 柱的弯矩改为相反方向即可得到相应的弯矩。

4. 风荷载作用下的内力计算

(1) 在左来风作用下, $q_1 = 2.52 \text{ kN/m}$, $q_2 = 1.57 \text{ kN/m}$, $W = 30.39 \text{ kN}$ 。

由附表 35 可查得

$$C_{11} = \frac{3 \left[1 + \lambda^4 \left(\frac{1}{n} - 1 \right) \right]}{8 \left[1 + \lambda^3 \left(\frac{1}{n} - 1 \right) \right]} = \frac{3 \times \left[1 + 0.292^4 \left(\frac{1}{0.151} - 1 \right) \right]}{8 \times \left[1 + 0.292^3 \left(\frac{1}{0.151} - 1 \right) \right]} = 0.342$$

柱顶剪力可按下式计算

$$\begin{aligned} V_A &= 0.5 [W - C_{11} H_2 (q_1 - q_2)] \\ &= 0.5 \times [30.39 - 0.342 \times 13 \times (2.52 - 1.57)] \\ &= 13.1 \text{ kN} (\rightarrow) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_B &= 0.5 [W + C_{11} H_2 (q_1 - q_2)] \\ &= 0.5 \times [30.39 + 0.342 \times 13 \times (2.52 - 1.57)] \\ &= 17.3 \text{ kN} (\rightarrow) \end{aligned}$$

柱底剪力

$$V_{A\text{底}} = V_A + q_1 H_2 = 13.1 + 2.52 \times 13 = 45.86 \text{ kN} (\leftarrow)$$

$$V_{B\text{底}} = V_B + q_2 H_2 = 17.3 + 1.57 \times 13 = 37.71 \text{ kN} (\leftarrow)$$

相应的弯矩图如图 10-40 所示。

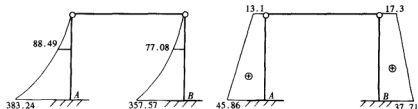


图 10-40 风荷载作用下的 M 、 V 图

(2) 在右来风作用下。荷载方向相反, 弯矩图也应与右来风作用时方向相反。

(四) 内力组合

因结构对称, 可仅考虑 A 柱控制截面组合。具体组合见表 10-8。

表 10-7

排架柱 A 内力计算表

截面	内力	恒载		屋面活荷载	可 变 荷 载				
		$\gamma_G = 1.2$	$\gamma_G = 1.0$		吊车荷载			风荷载	
					D_{\max} 在 A 柱	D_{\min} 在 A 柱	T_{\max}	左风	右风
项次		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
I - I	M	14.74	12.283	2.46	-45.6	-41.04	± 17.86	88.49	-77.08
	N	475.82	396.52	50.4	0	0	0	0	0
II - II	M	-55.34	-46.12	-7.62	144.45	45.31	± 17.86	88.49	-77.08
	N	536.06	446.72	50.4	543	161	0	0	0
III - III	M	35.74	29.783	4.43	34.05	-84.05	± 178.31	383.24	-357.6
	N	589.95	491.63	50.4	543	161	0	0	0
	V	9.9	8.25	1.31	-12	-10.8	± 17.74	45.86	-37.71

表 10-8

排架柱 A 内力组合表

截面	内力	内 力 组 合							
		N_{\max} 及 相应的 M、V		N_{\min} 及 相应的 M、V		M_{\max} 及 相应的 N、V		$-M_{\max}$ 及 相应的 N、V	
		组合项	组合值	组合项	组合值	组合项	组合值	组合项	组合值
I - I	M		17.2	② + 0.9 (④ + ⑥ + ⑧)	-114.2	① + ⑦	103.23	② + 0.9 (④ + ⑥ + ⑧)	-114.2
	N	① + ③	526.22		396.52		475.82		396.52
II - II	M		-62.96	② + ⑧	-123.2	② + 0.9 (④ + ⑥ + ⑦)	179.6	① + ②	-132.42
	N	① + ④	1079.06		446.72		935.42		536.08
III - III	M		69.79		413.02	① + 0.9	575.77	② + 0.9	-528.18
	N	① + ④	1132.95	② + ⑦	419.63	(③ + ④ + ⑥ + ⑦)	1124	(⑤ + ⑥ + ⑧)	636.53
	V		-2.1		55.76		57.52		-51.38

(五) 排架柱设计

1. 设计资料

(1) 截面形状与尺寸。

上柱为正方形: $b = h = 400\text{mm}$, $A = 0.16 \times 10^6 \text{mm}^2$;

下柱为工字形: $b = 100\text{mm}$, $h = 800\text{mm}$; $b'_f = b_f = 400\text{mm}$, $h'_f = h_f = 150\text{mm}$ 。 $I_x = 1.409 \times 10^{10} \text{mm}^4$, $I_y = 0.173 \times 10^{10} \text{mm}^4$ 。

(2) 材料等级。

混凝土: C30, $f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2$, $f_{tk} = 2.01 \text{ N/mm}^2$, $f_t = 1.43 \text{ N/mm}^2$;

钢筋: 受力筋采用 HRB335 级钢筋, $f_y = 300 \text{ N/mm}^2$; 箍筋、预埋件和吊钩为 HPB235 级钢筋, $f_y = 300 \text{ N/mm}^2$ 。

(3) 柱计算长度。上、下柱的计算长度分别为:

排架平面内

上柱 $2.5 \times 3.8 = 9.5 \text{ m}$

下柱 $1.0 \times 9.2 = 9.2 \text{ m}$

排架平面外

上柱 $1.5 \times 3.8 = 5.7 \text{ m}$

下柱 $1.0 \times 9.2 = 9.2 \text{ m}$

2. 选取控制内力

(1) 上柱。

$$N_b = f_c b h_0 \xi_b = 14.3 \times 400 \times 365 \times 0.55 = 1148.29 \times 10^3 \text{ N}$$

内力组合表中 I - I 截面的内力 N 均小于 N_b , 也就是说所有的截面都是大偏心受压。所以选取弯矩较大而轴力较小的情况, 经比较选取该内力组合: $M = 114.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $N = 396.52 \text{ kN}$ 。

(2) 下柱。

在下柱长度范围内, 截面的配筋是相同的, 比较 II - II 截面与 III - III 截面的控制内力, 确定 III - III 截面的内力控制截面配筋。这时

$$\begin{aligned} N_b &= f_c (b'_t - b) h'_t + f_c b h_0 \xi_b \\ &= 14.3 \times (400 - 100) \times 150 + 14.3 \times 100 \times 365 \times 0.55 = 1245.17 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

内力组合表中 III - III 截面的内力 N 均小于 N_b , 也就是说所有的截面都是大偏心受压。也应选取弯矩较大而轴力较小的情况, 经比较选取该内力组合: $M = 575.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $N = 1124.01 \text{ kN}$; $M = -528.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $N = 636.53 \text{ kN}$ 。

3. 配筋计算 (采用对称配筋)

(1) 上柱。

$$M = 114.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N = 396.52 \text{ kN}$$

$$\xi = \frac{N}{f_c b h_0} = \frac{396.52 \times 10^3}{14.3 \times 400 \times 365} = 0.19 < \xi_b$$

属大偏心受压, 且 $\xi h_0 = 0.19 \times 365 = 69.35 \text{ mm} < 2a'_s = 70 \text{ mm}$ 。

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{114.2}{396.52} = 0.288 \text{ m} = 288 \text{ mm}$$

$$e_s = \frac{h}{30} = \frac{400}{30} = 13.3 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$$

应取 $e_s = 20 \text{ mm}$ 。

$$e_i = e_0 + e_a = 288 + 20 = 308 \text{ mm}$$

$$\zeta_1 = \frac{0.5 f_c A}{N} = \frac{0.5 \times 14.3 \times 400 \times 400}{396.52 \times 10^3} = 2.89 > 1$$

应取 $\zeta_1 = 1$ 。

$$\frac{l_0}{h} = \frac{9.5 \times 10^3}{400} = 23.75 > 15$$

应取 $\zeta_2 = 1$ 。

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400} \frac{e_i}{h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times \frac{308}{365}} \times \left(\frac{9.5 \times 10^3}{400} \right)^2 \times 1.0 \times 1.0$$

$$= 1.477$$

$$e' = \eta e_i - \frac{h}{2} + a'_s = 1.477 \times 308 - \frac{400}{2} + 35 = 290 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{N e'}{f_y (h_0 - a'_s)} = \frac{396.52 \times 10^3 \times 290}{300 \times (365 - 35)} = 1162 \text{ mm}^2$$

选用 3 $\Phi 22$ 钢筋, $A = 1140 \text{ mm}^2 > 1162 \text{ mm}^2$, 误差小于 5%, 可认为满足要求。箍筋选用 $\Phi 6 @ 200$, 如图 10-41 所示。

排架平面外承载力验算。这时 $\frac{l_0}{h} = \frac{5.7 \times 10^3}{400} = 14.25$, 查得 $\varphi = 0.926$, 则

$$\varphi (f_c A + f'_y A'_s) = 0.926 \times (14.3 \times 400 \times 400 + 300 \times 941 \times 2)$$

$$= 2641.5 \times 10^3 \text{ N} > 396.52 \text{ kN}$$

满足要求。

(2) 下柱。

1) $M = 575.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $N = 1124.01 \text{ kN}$ 。

$$f_c b'_f h'_f = 14.3 \times 400 \times 150 = 858 \times 10^3 \text{ N} < N = 1124.01 \text{ kN}$$

所以中和轴位于腹板范围内, 这时应按下式计算 x 。

$$x = \frac{N - f_c (b'_f - b) h'_f}{f_c b} = \frac{1124.01 \times 10^3 - 14.3 \times (400 - 100) \times 150}{14.3 \times 400} = 336 \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{575.77}{1124.01} = 0.5122 \text{ m} = 512.2 \text{ mm}$$

$$e_a = \frac{h}{30} = \frac{800}{30} = 26.6 \text{ mm} > 20 \text{ mm}$$

$$e_i = e_0 + e_a = 512.2 + 26.7 = 538.9 \text{ mm}$$

$$\zeta_1 = \frac{0.5 f_c A}{N} = \frac{0.5 \times 14.3 \times 177500}{1124.01 \times 10^3} = 1.13 > 1$$

应取 $\zeta_1 = 1$ 。

$$\frac{l_0}{h} = \frac{9.2 \times 10^3}{800} = 11.5 < 15$$

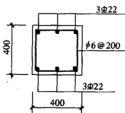


图 10-41 排架上柱配筋图

应取 $\xi_2 = 1$ 。

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \xi_1 \xi_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times \frac{538.9}{765}} \times \left(\frac{9.2 \times 10^3}{800} \right)^2 \times 1.0 \times 1.0 = 1.134$$

$$e = \eta e_i + \frac{h}{2} - a_s = 1.134 \times 538.9 + \frac{800}{2} - 35 = 976.2 \text{ mm}$$

$$f_c (b'_i - b) h'_i \left(h_0 - \frac{h'_i}{2} \right) = 14.3 \times (400 - 100) \times 150 \times \left(765 - \frac{150}{2} \right) = 444.015 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 14.3 \times 100 \times 336 \times \left(765 - \frac{336}{2} \right) = 286.847 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$A_s = \frac{1124.01 \times 10^3 \times 976.2 - 444.015 \times 10^6 - 286.847 \times 10^6}{300 \times (765 - 35)} = 1673 \text{ mm}^2$$

$$2) M = -528.18 \text{ kN} \cdot \text{m}, N = 636.53 \text{ kN}.$$

$$f_c b'_i h'_i = 14.3 \times 400 \times 150 = 858 \times 10^3 \text{ N} > N = 636.53 \text{ kN}$$

所以中和轴位于翼缘内，这时应按下式计算 x 。

$$\xi = \frac{N}{f_c b h_0} = \frac{636.53 \times 10^3}{14.3 \times 400 \times 365} = 0.145 < \xi_b = 0.55$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{528.18}{636.53} = 0.83 \text{ m} = 830 \text{ mm}$$

$$e_a = \frac{h}{30} = \frac{800}{30} = 26.6 \text{ mm} > 20 \text{ mm}$$

$$e_i = e_0 + e_a = 830 + 26.7 = 856.7 \text{ mm}$$

$$\xi_1 = \frac{0.5 f_c A}{N} = \frac{0.5 \times 14.3 \times 177500}{636.53 \times 10^3} = 1.99 > 1, \text{ 应取 } \xi_1 = 1.$$

$$\frac{l_0}{h} = \frac{9.2 \times 10^3}{800} = 11.5 < 15, \text{ 应取 } \xi_2 = 1.$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \xi_1 \xi_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times \frac{856.7}{765}}$$

$$\left(\frac{9.2 \times 10^3}{800} \right)^2 \times 1.0 \times 1.0 = 1.084$$

$$e = \eta e_i + \frac{h}{2} - a_s = 1.084 \times 856.7 + \frac{800}{2} - 35 = 1294 \text{ mm}$$

$$f_c (b'_i - b) h'_i \left(h_0 - \frac{h'_i}{2} \right) = 14.3 \times (400 - 100) \times 150 \times \left(765 - \frac{150}{2} \right) = 444.015 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 14.3 \times 100 \times 336 \times \left(765 - \frac{336}{2} \right) = 286.847 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$A_s = \frac{N_e - f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5 \xi)}{f_y (h_0 - a'_s)}$$

$$= \frac{636.53 \times 10^3 \times 1294 - 14.3 \times 400 \times 765^2 \times 0.145 \times (1 - 0.5 \times 0.145)}{300 \times (765 - 35)} = 1699 \text{ mm}^2$$

选用 2 Φ 20 + 2 Φ 25 钢筋, $A = 982 + 941 = 1742 \text{ mm}^2 > 1699 \text{ mm}^2$, 箍筋选用 $\Phi 8 @ 300$, 下柱

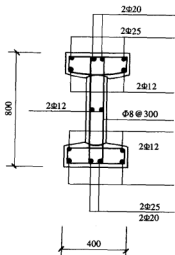


图 10-42 排架下柱配筋图

截面配筋如图 10-42 所示。

排架平面外承载力验算。

$$A = 177500 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 0.173 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0.173 \times 10^{10}}{177500}} = 98.7 \text{ mm}$$

这时用 $\frac{l_0}{i} = \frac{9.2 \times 10^3}{98.7} = 93.2$, 查得 $\varphi = 0.58$ 。则

$$\begin{aligned} \varphi (f_c A + f_y A'_s) &= 0.58 \times (14.3 \times \\ &177500 + 300 \times 1742 \times 2) = 2078.4 \times 10^3 \text{ N} \\ &> 1124.01 \text{ kN} \end{aligned}$$

满足要求。

4. 牛腿设计

牛腿的形状与尺寸如图 10-43 所示, 作用在牛腿顶面上的竖向荷载标准值为

$$F_{vk} = \frac{P_4}{1.2} + \frac{D_{\max}}{1.4} = \frac{60.24}{1.2} + \frac{543}{1.4} = 438.1 \text{ kN}$$

验算牛腿截面高度。 $f_{tk} = 2.01 \text{ N/mm}^2$, 取 $a = 0$, $b = 400 \text{ mm}$, $h_0 = 600 - 35 = 565 \text{ mm}$, $\beta = 0.65$ 。则

$$\beta \frac{f_{tk} b h_0}{0.5 + \frac{a}{h_0}} = 0.65 \times \frac{2.01 \times 400 \times 565}{0.5} = 590.5 \text{ kN} > F_{vk} = 438.1 \text{ kN}$$

满足要求。

因为竖向力作用点在下柱截面边缘内, 即 $a < 0$, 则纵向受拉钢筋不需要计算, 只按构造要求配置就可以了。应满足最小配筋量

$$\rho_{\min} b h = 0.002 \times 400 \times 600 = 480 \text{ mm}^2$$

$$0.45 \frac{f_t}{f_y} b h = 0.45 \times \frac{1.43}{300} \times 400 \times 600 = 514.8 \text{ mm}^2$$

且纵筋不应少于 4 根, 直径不应小于 12mm。现选用 4Φ16 钢筋, $A = 804 \text{ mm}^2$, 满足最小配筋要求。因为 $a < 0$, 可不设弯起钢筋。箍筋按构造要求, 选用 Φ8@100, 符合箍筋间距及面积要求。

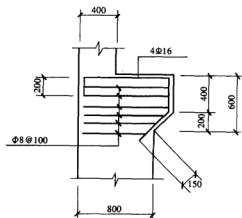


图 10-43 牛腿几何尺寸及配筋图

本章小结

- (1) 了解单层厂房结构的组成。
- (2) 了解单层厂房中支撑的形式及其作用。

- (3) 掌握柱、基础的受力特点及形式。
- (4) 掌握排架结构的内力分析及组合。
- (5) 掌握钢筋混凝土排架柱、牛腿的截面设计方法及配筋构造。
- (6) 掌握柱下单独基础的计算及构造。

思考题

1. 装配式钢筋混凝土排架结构由哪些构件组成?
2. 装配式钢筋混凝土排架结构单层厂房主要荷载的传递路线是怎样的?
3. 简述各类支撑的作用及布置原则。
4. 排架上一般都作用有哪些荷载?
5. 试述牛腿的受力特点、计算简图和牛腿配筋的主要构造要求。
6. 柱下独立基础的计算包括哪些内容? 有哪些构造要求?
7. 在确定单层厂房排架结构的计算简图时作了哪些基本假定?
8. 等高排架内力分析一般采用什么方法?
9. 对称配筋偏心受压柱进行正截面设计时, 应如何选择最不利内力组合?
10. 柱下单独基础有哪两种破坏形态?

第十一章

砌体材料及力学性能

本章提要

本章介绍砌体的材料和分类,以及砌体受压、受拉、受弯、受剪的性能以及影响砌体抗压强度的主要因素,给出了各种受力条件下的砌体强度计算公式。最后介绍了砌体的弹性模量、膨胀系数及摩擦系数等变形及其他基本物理力学性能。

第一节 砌体材料

一、块材

(一) 砖

砌体结构的砖主要有烧结普通砖、烧结多孔砖、蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖等四种。

烧结砖一般可分为烧结普通砖与烧结多孔砖。烧结普通砖是以粘土、煤碎石、页岩或粉煤灰为主要原料,经过焙烧而成的实心或空洞率不大于15%,且外形尺寸符合规定的砖,烧结普通砖按其原料种类可分为烧结粘土砖、烧结煤矸石砖、烧结页岩砖及烧结粉煤灰砖等,其中烧结粘土砖由于生产要占用农田,影响社会经济的可持续发展,因此已逐步限制或取消粘土砖。烧结普通砖的规格尺寸为 $240\text{mm} \times 115\text{mm} \times 53\text{mm}$,见图11-1(a)。烧结多孔砖是以粘土、页岩、煤矸石为主要原料,经焙烧而成,空洞率不小于15%,孔的尺寸小而数量多,主要用于承重部位的砖,简称多孔砖。多孔砖分为P型砖与M型砖,P型砖的规格尺寸 $240\text{mm} \times 115\text{mm} \times 90\text{mm}$,见图11-1(b),M型砖的规格尺寸 $190\text{mm} \times 190\text{mm} \times 90\text{mm}$,见图11-1(c)以及相应的配砖。此外,用粘土、页岩、煤矸石等原料还可经焙烧成空洞较大、空洞率大于35%的烧结空心砖用于围护结构,见图11-1(d)。多孔砖与实心砖相比,可减轻结构自重、节省砌筑砂浆、减少砌筑工时,此外粘土用量与耗能亦可相应减少。

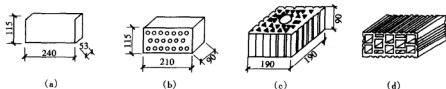


图 11-1 部分地区空心砖的规格

(a) 烧结普通砖; (b) P型多孔砖; (c) M型多孔砖; (d) 空心砖

蒸压灰砂砖是以石灰和砂为主要原料,经坯料制备、压制成型、蒸压养护而成的实心砖,简称灰砂砖。蒸压粉煤灰砖是以粉煤灰、石灰为主要原料,掺加适量石膏和集料,经坯料制备、压制成型、高压蒸汽养护而成的实心砖,简称粉煤灰砖。灰砂砖与粉煤灰砖的规格尺寸与烧结普通砖相同。

烧结普通砖、烧结多孔砖的强度等级为: MU30、MU25、MU20、MU15 和 MU10;

蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖的强度等级为: MU25、MU20、MU15 和 MU10。

其中“MU”表示砌体中的块体(masonry unit),其后数字表示块体的强度大小,单位为“MPa”。确定粉煤灰砖的强度等级时应乘以自然碳化系数,当无自然碳化系数时,可取人工碳化系数的 1.15 倍。

(二) 砌块

砌块一般指混凝土空心砌块、加气混凝土砌块及硅酸盐实心砌块。此外还有用粘土、煤矸石等为原料,经焙烧而制成的烧结空心砌块(见图 11-2)。

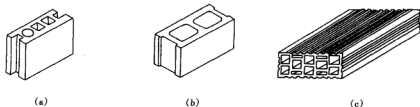


图 11-2 砌块材料

(a) 混凝土中型空心砌块; (b) 混凝土小型砌块; (c) 烧结空心砌块

砌块按尺寸大小可分为小型、中型和大型三种,我国通常把砌块高度为 180~350mm 的称为小型砌块,高度为 360~900mm 的称为中型砌块,高度大于 900mm 的称为大型砌块。目前在承重墙体材料中使用最为普遍的是混凝土小型空心砌块,它是由普通混凝土或轻集料混凝土制成,主要规格尺寸为 390mm×190mm×190mm,空心率一般在 25%~50% 之间,一般简称为混凝土砌块或砌块。

混凝土小型空心砌块、加气混凝土砌块及硅酸盐实心砌块的强度等级为: MU20、MU15、MU10、MU7.5 和 MU5。

对掺有粉煤灰 15% 以上的混凝土砌块,在确定其强度等级时,砌块抗压强度也应乘以自然碳化系数,当无自然碳化系数时,可取人工碳化系数的 1.15 倍。

(三) 石材

天然石材根据其外形和加工程度可分为料石与毛石两种,料石又分为细料石、半细料石、粗料石和毛料石。石材的强度等级为: MU100、MU80、MU60、MU50、MU40、MU30 和 MU20。

二、砂浆

砂浆是由胶凝材料(石灰、水泥)和细骨料(砂)加水搅拌而成的混合材料。

砂浆的作用是将砌体中的块体连成一个整体,并因抹平块体表面而促使应力的分布较为

均匀。同时砂浆填满块体间的缝隙,减少了砌体的透气性,提高砌体的保温性能与抗冻性能。

砂浆按成分可分为无塑性掺料的(纯)水泥砂浆、有塑性掺料(石灰浆或粘土浆)的混合砂浆以及不含水泥的石灰砂浆、粘土砂浆和石膏砂浆等非水泥砂浆。另外混凝土砌块砌筑砂浆简称砌块专用砂浆(见 JC860—2000《混凝土小型空心砌块砌筑砂浆》),是由胶结料、细集料、水及根据需要掺入的掺合料及外加剂等组分,按照一定比例,采用机械搅拌后,专门用于砌筑混凝土砌块的砌筑砂浆。

塑性掺料的使用不仅可增加砂浆的可塑性,提高劳动效率,还可提高砂浆的保水性,保证砌筑质量,同时还可节省水泥。

砂浆的质量在很大程度上决定于其保水性,即在运输和砌筑时保持相当质量的能力。在砌筑时,砌块将吸收一定的水分,当吸收的水分在一定范围内时,对灰缝内砂浆的强度与密度均具有良好的影响;反之,不仅使砂浆很快干硬而难以抹平,降低砌筑质量,同时砂浆也因不能正常硬化而降低砌体强度。

砌体砂浆的基本要求为:

- (1) 在强度及抵抗风雨侵蚀方面,砂浆应符合砌体强度及建筑物耐久性要求。
- (2) 砂浆的可塑性,应保证砂浆在砌筑时能很容易且较均匀地铺开,以提高砌体强度和施工劳动效率。

- (3) 砂浆应具有足够的保水性。

砌筑砂浆的强度等级为 M15、M10、M7.5、M5 和 M2.5,其中“M”表示砂浆(mortar),其后数字表示砂浆的强度大小(单位为“MPa”)。

确定砂浆强度等级时,采用由边长为 70.7mm 的立方体试块,在温度为 15~25℃ 环境下硬化,龄期 28d(石膏砂浆为 7d)的抗压强度来确定。当验算施工阶段砂浆尚未硬化的新砌体强度时,可按砂浆强度为零来确定其砌体强度。

三、对砌体材料的耐久性要求

砌体结构所用块体材料和砂浆,除考虑承载力要求外,还应根据建筑对耐久性、抗冻性的要求及建筑物全部或个别部位正常使用时的客观环境要求来决定。对于地面以下或防潮层以下的砌体所用材料,尚应提出最低强度要求。潮湿房间所用材料的最低强度等级要求见表 13-7。

第二节 砌体的种类及力学性能

一、砌体的种类

砌体是由不同尺寸和形状的块材用砂浆砌筑而成的。按照砌体的作用、砌法及材料的不同,砌体可分为:承重砌体与非承重砌体;实心砌体与空斗砌体;砖砌体、砌块砌体及石砌体;无筋砌体与配筋砌体等。

(一) 砖砌体

由砖(包括空心砖)和砂浆砌筑而成的整体材料称为砖砌体。在房屋建筑中,砖砌体可

用作内外墙、柱、基础等承重结构以及围护墙与隔墙等非承重结构等。承重结构一般为实心。通常采用一顺一丁（砖长面与墙长度方向平行的则为顺砖，砖短面与墙长度方向平行的则为顶砖）、梅花丁或三顺一丁等砌筑方式（见图 11-3）。试验表明，采用同强度等级的材料，按照上述几种方法砌筑的砌体，其抗压强度相差不大。但应注意上下两皮顶砖间的顺砖数量愈多，则意味着宽为 240mm 的两片半砖墙之间的联系愈弱，很容易产生“两片皮”的效果而急剧降低砌体的承载能力。



图 11-3 砖砌体的砌合方法

实砌标准墙的厚度为 240（一砖）、370（一砖半）、490（二砖）、620（二砖半）、740mm（三砖）等。有时为节省材料，墙厚可不按半砖而按 1/4 砖进位，因此有些砖需侧砌而构成 180、300、420mm 的墙厚。试验表明，这种墙的强度是完全符合要求的。

为节省材料，在南方及广大农村地区，曾采用空斗墙（如一眠一斗、一眠多斗、无眠空斗）。

（二）砌块砌体

由砌块和砂浆砌筑而成的整体材料称为砌块砌体。砌块砌体主要用作住宅、办公楼及学校等建筑，以及一般工业建筑的承重墙或围护墙。

砌块的大小取决于房屋墙体的分块情况及吊装能力，但排列砌块是设计工作中的一个重要环节，要求有规律性，砌块类型少，同时应排列整齐，尽量减少通缝，并砌筑牢固。

（三）石砌体

由天然石材和砂浆（或混凝土）砌筑而成的整体材料是石砌体。石砌体可分为料石砌体、毛石砌体和毛石混凝土砌体等（见图 11-4）。毛石混凝土砌体是在模板内交替铺置混凝土层及形状不规则的毛石构成。石砌体可就地取材，因而在产石的山区应用较为广泛，而且料石砌体不仅可用作建筑房屋，还可用于石拱桥、石坝、渡槽和储液池等构筑物。

（四）配筋砌体

为提高砌体强度、减少其截面尺寸、增加砌体结构（或构件）的整体性，可采用配筋砌体。配筋砌体可分为配筋砖砌体和配筋砌块砌体，其中配筋砖砌体又可分为网状配筋砖砌体

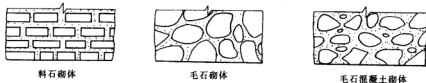


图 11-4 石砌体

(见图 11-5)、组合砖砌体、砖砌体和钢筋混凝土构造柱组合墙, 配筋砌块砌体又可分为约束配筋砌块砌体和均匀配筋砌块砌体。

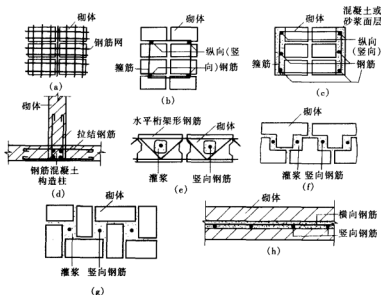


图 11-5 网状配筋砌体

网状配筋砌体又称横向往配筋砌体, 是砖柱或砖墙中每隔几皮砖在其水平灰缝中设置直径为 3~4mm 的方格网式钢筋网片, 或直径 6~8mm 的连弯式钢筋网片。

砖砌体和钢筋混凝土构造柱组合墙是在砖砌体中每隔一定距离设置钢筋混凝土构造柱, 并在各层楼盖处设置钢筋混凝土圈梁 (约束梁), 使砖砌体墙与钢筋混凝土构造柱和圈梁组成一个整体结构共同受力。

约束配筋砌块砌体是仅在砌块墙体的转角、接头部位及较大洞口的边缘设置竖向钢筋, 并在这些部位设置一定数量的钢筋网片, 主要用于中、低层建筑; 均匀配筋砌块砌体是在砌块墙体上下贯通的竖向孔洞中插入竖向钢筋, 并用灌孔混凝土灌实, 使竖向和水平钢筋与砌体形成一个共同工作的整体, 故又称配筋砌块剪力墙, 可用于大开间建筑和中高层建筑。

配筋砌体不仅加强了砌体的各种强度和抗震性能, 还扩大了砌体结构的使用范围, 比如高强混凝土砌块通过配筋与浇注灌孔混凝土, 作为承重墙体可砌筑 10~20 层的建筑物, 而且相对于钢筋混凝土结构具有不需要支模、不需再作贴面处理及耐火性能更好等优点。

(五) 墙板

我国的预制大型墙板有矿渣混凝土墙板、空心混凝土墙板、振动砖墙板及采用滑模工艺生产的整体混凝土墙板等。墙板的高度一般相当于房间的高度, 宽度可相当于房屋的一个或半个开间 (或进深), 采用大型墙板的突出优点是大大降低劳动强度, 加快施工进度, 是一种有发展前途的墙体体系, 但也增加了对施工吊装设备的要求。

二、砌体的抗压性能

(一) 砌体的受压破坏特征

试验研究表明,砌体轴心受压从加载到破坏大致经历三个阶段,如图 11-6 所示。

第一阶段:从砌体受压开始,当压力增大至 50%~70% 的破坏荷载时,在砌体内某些单块砖在拉、弯、剪复合作用下出现第一批裂缝。在此阶段裂缝细小,未能穿过砂浆层,如果不再增加压力,单块砖内的裂缝也不继续发展,如图 11-6 (a) 所示。

第二阶段:随着荷载的增加,当压力增大至 80%~90% 的破坏荷载时,单块砖内的裂缝将不断发展,并沿着竖向灰缝通过若干皮砖,在砌体内逐渐连接成一段段较连续的裂缝。若此时荷载不再增加,裂缝仍会继续发展,砌体已临近破坏,在工程实践中应视为构件处于危险状态,如图 11-6 (b) 所示。

第三阶段:随着荷载的继续增加,则砌体中的裂缝迅速延伸、宽度增大,并连成通缝,连续的竖向贯通裂缝把砌体分割成 1/2 砖左右的小柱体(个别砖可能压碎)而失稳破坏,如图 11-6 (c) 所示。以砌体破坏时的压力除以砌体截面面积所得的应力值称为砌体的极限抗压强度。

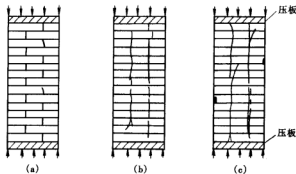


图 11-6 砌体轴心受压破坏特点

(a) 单砖开裂; (b) 砌体内形成一段段裂缝; (c) 竖向贯通裂缝形成

(二) 砌体的受压应力状态

在压力作用下,砌体内单块砖的应力状态有以下特点。

(1) 由于砖本身的形状不完全规则平整、灰缝的厚度和密实性不均匀,使得单块砖在砌体内并不是均匀受压,而是处于受弯和受剪状态(见图 11-7)。由于砖的脆性,抵抗受弯和受剪的能力较差,砌体内第一批裂缝的出现是由单块砖的受弯、受剪引起的。

(2) 砌体横向变形时砖和砂浆存在交互作用。由于砖与砂浆的弹性模量及横向变形系数各不同(砖的横向变形较中等强度等级以下的砂浆小),在砌体受压时砖的横向变形也因砂浆的横向变形较大而增大,并由此在砖内产生拉应力,所以单块砖在砌体中处于压、弯、剪及拉的复合应力状态,其抗压强度降低;相反砂浆的横向变形由于砖的约束而减小,因而砂浆处于三向受压状态,抗压强度提高。由于砖与砂浆的这种交互作用,使得砌体的抗压强度比相应砖的强度要低得多,而对于用较低强度等级砂浆砌筑的砌体抗压强度有时较砂浆本身

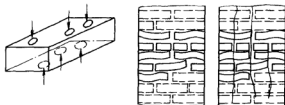


图 11-7 单块砖的受压应力状态

的强度高很多,甚至刚砌筑好的砌体(砂浆强度为零)也能承受一定荷载。砖和砂浆的交互作用在砖内产生了附加拉应力,从而加快了砖内裂缝的出现,因此在用较低强度等级砂浆砌筑的砌体内,砖内裂缝出现较早。

(三) 影响砌体抗压强度的因素

通过对砖砌体在轴心受压时的受力分析及试验结果表明,影响砌体抗压强度的主要因素有如下。

(1) 块体与砂浆的强度等级。块体与砂浆的强度等级是确定砌体强度最主要的因素。单个块体的抗弯、抗拉强度在某种程度上决定了砌体的抗压强度。一般来说,强度等级高的块体的抗弯、抗拉强度也较高,因而相应砌体的抗压强度也高,但并不与块体强度等级的提高成正比;而砂浆的强度等级越高,砂浆的横向变形越小,砌体的抗压强度也有所提高。

(2) 块体的尺寸与形状。块体的尺寸、几何形状及表面的平整程度对砌体的抗压强度也有较大的影响。高度大的块体,其抗弯、抗剪及抗拉能力增大;块体长度较大时,块体在砌体中引起的弯、剪应力也较大。因此砌体强度随块体厚度的增大而加大,随块体长度的增大而降低;而块体的形状越规则,表面越平整,则块体的受弯、受剪作用越小,可推迟单块块材内竖向裂缝的出现,因而提高砌体的抗压强度。

(3) 砂浆的流动性、保水性及弹性模量的影响。砂浆的流动性大与保水性好时,容易铺成厚度和密实性较均匀的灰缝,因而可减少单块砖内的弯剪应力而提高砌体强度。纯水泥砂浆的流动性较差,所以同一强度等级的混合砂浆砌筑的砌体强度要比相应纯水泥砂浆砌体高;砂浆弹性模量的大小对砌体强度亦具有决定性的作用。当砖强度不变时,砂浆的弹性模量决定其变形率,而砖与砂浆的相对变形大小影响单块砖的弯剪应力及横向变形的大小,因此砂浆的弹性模量越大,相应砌体的抗压强度越高。

(4) 砌筑质量与灰缝的厚度。砂浆铺砌饱满、均匀,可改善块体在砌体中的受力性能,使之较均匀地受压而提高砌体抗压强度;反之,则降低砌体强度。因此《砌体施工及验收规范》规定,砌体水平灰缝的砂浆饱满程度不得低于 80%,砖柱和宽度小于 1m 的窗间墙竖向灰缝的砂浆饱满程度不得低于 60%。同时砖在砌筑前要提前浇水湿润,以增加砖和砂浆的粘结性能。

砂浆厚度对砌体抗压强度也有影响。灰缝厚,容易铺砌均匀,对改善单块砖的受力性能有利,但砂浆横向变形的不利影响也相应增大。实践证明灰缝厚度以 10~12mm 为宜。

另外,在保证质量的前提下,快速砌筑能使砌体在砂浆硬化前就受压,可增加水平灰缝的密实性而提高砌体的抗压强度。

三、砌体抗压强度

全面、正确反映各种影响砌体抗压强度的因素,建立一个相关关系式,从而准确计算出砌体抗压强度是相当困难的。近年来我国对各类砌体抗压强度的试验研究表明,各类砌体轴心抗压强度平均值主要取决于块体的抗压强度平均值 f_1 ,其次为砂浆的抗压平均值 f_2 ,《砌体结构设计规范》(以下简称《砌体规范》)提出了一个比较完整而统一的砌体抗压强度计算公式。即

$$f_m = k_1 f_1 (1 + 0.07 f_2) k_2 \quad (11-1)$$

式中 f_m ——砌体轴心抗压强度平均值, MPa;

f_1 、 f_2 ——分别为块体、砂浆的抗压强度平均值, MPa;

k_1 ——与块体类别及砌体类别有关的参数,见表 11-1;

α ——与块体类别及砌体类别有关的参数,见表 11-1;

k_2 ——砂浆强度影响的修正参数,见表 11-1。

表 11-1 砌体轴心抗压强度平均值计算参数

序号	砌体类别	计算公式		
		k_1	α	k_2
1	烧结普通砖、烧结多孔砖、蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖	0.78	0.5	$f_2 < 1$ 时, $k_2 = 0.6 + 0.4f_2$
2	混凝土砌块	0.46	0.9	$f_2 = 0$ 时, $k_2 = 0.8$
3	毛料石	0.79	0.5	$f_2 < 1$ 时, $k_2 = 0.6 + 0.4f_2$
4	毛石	0.22	0.5	$f_2 < 2.5$ 时, $k_2 = 0.6 + 0.4f_2$

注 1. k_2 在表列条件以外时均等于 1.0。

2. 式中 f_1 为块材(砖、石、砌块)的抗压强度等级值或平均值; f_2 为砂浆抗压强度平均值。单位均以“MPa”计。

3. 混凝土砌块砌体的轴心抗压强度平均值,当 $f_2 > 10\text{MPa}$ 时,应乘以系 (1.1 - 0.01 f_2), MU20 的砌体应乘以系数 0.95,且满足 $f_1 \geq f_2$, $f_1 \leq 20\text{MPa}$ 。

四、砌体的受拉、受弯、受剪性能

在实际工程中,砌体主要承受压力,但有时也用来承受轴心拉力、弯矩和剪力。与砌体的抗压强度相比,砌体的轴心抗拉、弯曲抗拉及抗剪强度很低。

(一) 砌体的轴心受拉性能

圆形水池的池壁为砌体结构中常遇到的轴心受拉构件,在静水压力作用下池壁承受环向轴心拉力。

砌体在轴心拉力作用下,构件一般沿齿缝截面破坏。此时砌体的抗拉强度主要取决于块体与砂浆连接面的粘结强度,并与齿缝破坏面水平灰缝的总面积有关。由于块体与砂浆间的粘结强度取决于砂浆的强度等级,故此时砌体的轴心抗拉强度可由砂浆的强度等级来确定。

当块体的强度等级较低,而砂浆的强度等级又较高时,砌体则可能沿块体与竖向灰缝截面破坏。此时,砌体的轴心抗拉强度取决于块体的强度等级。通过提高块体的最低强度等

级,防止沿块体与竖向灰缝截面的受拉破坏。

《砌体规范》规定砌体沿齿缝截面破坏的轴心抗拉强度平均值计算公式为

$$f_{t,m} = k_3 \sqrt{f_2} \quad (11-2)$$

式中 $f_{t,m}$ ——砌体轴心抗拉强度平均值, MPa;

f_2 ——砂浆的抗压强度平均值, MPa;

k_3 ——与块体类别有关的参数,其取值见表 11-2。

表 11-2 砌体轴心抗拉强度平均值计算参数

序号	砌体类别	k_3	序号	砌体类别	k_3
1	烧结普通砖、烧结多孔砖	0.141	3	混凝土砌块	0.069
2	蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖	0.09	4	毛石	0.075

(二) 砌体的受弯性能

砌体结构中常遇到的受弯及大偏心受压构件有带壁柱的挡土墙、地下室墙体等。按其受力破坏特征可分为沿齿缝截面受弯破坏、沿通缝截面受弯构件以及沿块体与竖向灰缝截面受弯破坏三种。

《砌体规范》规定砌体沿齿缝与沿通缝截面受弯破坏时的弯曲抗拉强度平均值计算公式为

$$f_{tm,m} = k_4 \sqrt{f_2} \quad (11-3)$$

式中 $f_{tm,m}$ ——砌体弯曲抗拉强度平均值, MPa;

f_2 ——砂浆的抗压强度平均值, MPa;

k_4 ——与块体类别有关的参数,其取值见表 11-3。

表 11-3 砌体弯曲抗拉强度平均值计算参数

序号	砌体类别	k_4		序号	砌体类别	k_4	
		沿齿缝截面破坏	沿通缝截面破坏			沿齿缝截面破坏	沿通缝截面破坏
1	烧结普通砖、烧结多孔砖	0.250	0.125	3	混凝土砌块	0.081	0.056
2	蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖	0.18	0.090	4	毛石	0.113	—

(三) 砌体的受剪性能

1. 砌体的受剪破坏与抗剪强度

砌体结构中常遇到的受剪构件有门窗过梁、拱过梁以及墙体的过梁等,砌体结构的受剪与受压一样,是砌体结构的另一种重要受力形式。

单纯受剪时砌体的抗剪强度主要取决于水平灰缝中砂浆与块体的粘结强度,因此《砌体规范》规定砌体的抗剪强度平均值计算公式为

$$f_{v,m} = k_5 \sqrt{f_2} \quad (11-4)$$

式中 $f_{v,m}$ ——砌体抗剪强度平均值, MPa;

f_2 ——砂浆的抗压强度平均值, MPa;

k_5 ——与块体类别有关的参数, 其取值见表 11-4。

表 11-4 砌体抗剪强度平均值计算参数

序号	砌体类别	k_5	序号	砌体类别	k_5
1	烧结普通砖、烧结多孔砖	0.125	3	混凝土砌块	0.069
2	蒸压发砂砖、蒸压粉煤灰砖	0.090	4	毛石	0.188

由于砂浆与块体之间的法向粘结强度很低, 而且在实际工程中砌体竖向灰缝内的砂浆往往又不饱满, 因此未区分沿齿缝截面与沿通缝截面破坏的抗剪强度 (其实取前者强度等于后者强度)。

2. 影响砌体抗剪强度的主要因素

影响砌体抗剪强度的因素很多, 与块体与砂浆的强度、垂直压应力、砌筑质量以及试验方法有关。

五、砌体的变形和其他性能

(一) 砌体的弹性模量

砌体的弹性模量, 主要用于计算砌体构件在荷载作用下的变形, 是衡量砌体抵抗变形能力的一个物理量, 其大小主要通过实测砌体的应力-应变曲线求得。砌体受压时的应力-应变曲线是砌体结构的基本性能之一, 由于砌体为弹塑性材料, 其应力-应变关系呈曲线, 但各类砌体的应力-应变曲线不尽相同。

为实用上的简便, 规范对砌体弹性模量采用了较为简化的结果, 按砂浆的不同强度等级, 取弹性模量与砌体的抗压强度设计值成正比。由于石材的抗压强度设计值与弹性模量均远高于砂浆的相应值, 砌体的受压变形主要取决于水平灰缝内砂浆的变形, 因此对于石砌体的弹性模量可仅由砂浆的强度等级来确定, 如表 11-5 所示。

表 11-5 砌体的弹性模量 E (MPa)

砌体类别	砂浆强度等级			
	$\geq M10$	M7.5	M5	M2.5
烧结普通砖、烧结多孔砖砌体	1600 <i>f</i>	1600 <i>f</i>	1600 <i>f</i>	11390 <i>f</i>
蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖砌体	1060 <i>f</i>	1060 <i>f</i>	1060 <i>f</i>	960 <i>f</i>
混凝土砌块砌体	1700 <i>f</i>	1600 <i>f</i>	1500 <i>f</i>	—
粗料石、毛料石、毛石砌体	7300	5650	4000	2250
细料石、半细料石砌体	22000	17000	12000	6750

注 1. 轻集料混凝土压块砌体的弹性模量, 可按表中混凝土砌块砌体的弹性模量采用。

2. 单排孔且对孔砌筑的混凝土压块灌孔砌体的弹性模量, 应按下面公式计算

$$E = 1700f_c$$

式中 f_c ——灌孔砌体的抗压强度设计值。

(二) 砌体的剪变模量

在设计中计算墙体在水平荷载作用下的剪切变形或对墙体进行剪力分配时, 需要用到砌

体的剪变模量。根据材料力学可得到砌体的剪变模量为

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (11-5)$$

式中 ν ——材料的泊松系数, 一般为 0.1~0.2, 因此 $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = (0.41 \sim 0.45) E$,

《砌体规范》近似取 $G = 0.4E$ 。

(三) 砌体的干缩变形和线膨胀系数

砌体浸水时体积膨胀, 失水时体积干缩, 而且收缩变形较膨胀变形大得多, 因此工程对砌体的干缩变形十分重视。

有试验表明, 砖在受热时强度提高; 砂浆在不超过 400℃ 时, 其抗压强度不降低, 但当温度超过 600℃ 时, 其强度降低 10%。砂浆受低温作用时, 强度明显降低。考虑到工程中砌体将受到冷热循环作用, 因此在计算受热砌体时一般不考虑砌体强度提高的有利影响。对于采用普通粘土砖和普通砂浆的砌体, 要求其最高受热温度低于 400℃。

《砌体规范》规定砌体的线膨胀系数和收缩率可按表 11-6 采用。

(四) 摩擦系数

在砌体结构的抗滑移和抗剪承载力计算中要用到砌体的摩擦系数, 其值与摩擦面的材料和潮湿程度有关, 具体数值如表 11-7 所示。

表 11-6 砌体的线膨胀系数和收缩率

砌体类别	线膨胀系数 ($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)	收缩率 (mm/m)
烧结粘土砖砌体	5	-0.1
蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖砌体	8	-0.2
混凝土砌块砌体	10	-0.2
轻集料混凝土砌块砌体	10	-0.3
料石和毛石砌体	8	

表 11-7 摩擦系数

砌体类别	摩擦面情况	
	干燥的	潮湿的
砌体沿砌体或混凝土滑动	0.70	0.60
木沿砌体滑动	0.60	0.50
钢沿砌体滑动	0.45	0.35
砌体沿砂或卵石滑动	0.60	0.50
砌体沿砂质粘土滑动	0.55	0.40
砌体沿粘土滑动	0.50	0.30

本章小结

(1) 砌体由块材与砂浆砌筑而成。块材的符号为 MU, 主要有烧结普通砖、烧结多孔砖、蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖、砌块以及石材; 砂浆的符号为 M, 主要有水泥砂浆、混合砂浆以及不含水泥的石灰砂浆、粘土砂浆和石膏砂浆等非水泥砂浆。

(2) 抗压强度是砌体最基本、最重要的力学指标。砌体轴心抗压试验表明, 其破坏大体经历单砖先裂、裂缝贯穿若干皮砖、形成独立小柱体三个特征阶段; 从砖砌体受压时单块砖的应力状态分析可知, 单块砖处于压、弯、剪及拉等复杂应力状态, 抗压强度降低, 砂浆则处于三向受压状态其抗压强度有所提高; 明确砌体受压的破坏过程及单块砖受压时的应力状

态,可从机理上理解影响砌体抗压强度的主要因素。

(3) 砌体的轴心抗拉强度、弯曲抗拉强度以及抗剪强度主要与砂浆或块体的强度等级有关。当砂浆的强度等级较低,发生沿齿缝或通缝截面破坏时,它们主要与砂浆的强度等级有关;当块体强度较低,常发生沿块体截面破坏时,它们主要与块体的强度等级有关。

(4) 砌体的弹性模量、剪变模量、干缩变形、线膨胀系数等是砌体变形性能的主要组成部分,而摩擦系数是砌体抗剪计算中常用的一个物理指标。

思考题

1. 砌体结构中块体与砂浆的作用是什么?对砌体所用块体与砂浆的基本要求有哪些?
2. 砌体的种类有哪些?何谓配筋砌体,配筋砌体有何优点及用途?
3. 轴心受压砌体的破坏特征有哪些?
4. 砌体在轴心压力作用下单块砖及砂浆可能处于怎样的应力状态?它对砌体的抗压强度有何影响?
5. 为什么砌体抗压强度远小于块体的抗压强度,而又大于当砂浆强度等级较低时的砂浆抗压强度?
6. 影响砌体抗压强度的因素有哪些?
7. 轴心受拉、弯曲受拉及剪切破坏的砌体构件有哪些破坏形态?其破坏形态主要取决于哪些因素?影响砌体抗剪强度的主要因素是什么?

第十三章

砌体结构承载力计算

本章提要

砌体结构承载力计算是砌体结构的重要内容,本章重点讲述砌体结构构件受压承载力计算和局部受压承载力计算的原理和方法。本章还介绍了砌体受拉、受弯、受剪承载力计算,以及配筋砌体承载力计算的基本知识。

第一节 砌体结构的计算原理

一、按承载力计算的基本表达式

砌体结构采用以概率理论为基础的极限状态设计方法,采用分项系数的设计表达式进行计算。按承载力极限状态设计时,应按下列公式中最不利组合进行计算:

由可变荷载效应控制的组合

$$\gamma_0(1.2S_{Gk} + 1.4S_{Qik} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi}\psi_{ci}S_{Qik}) \leq R(f, \alpha_k \cdots) \quad (12-1)$$

由永久荷载效应控制的组合

$$\gamma_0(1.35S_{Gk} + 1.4\sum_{i=1}^n \psi_{ci}S_{Qik}) \leq R(f, \alpha_k \cdots) \quad (12-2)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数;

S_{Gk} ——永久荷载标准值的效应;

S_{Qik} ——在基本组合中起控制作用的一个可变荷载标准值的效应;

S_{Qik} ——第 i 个可变荷载标准值的效应;

$R(\cdot)$ ——结构构件的抗力函数;

γ_{Qi} ——第 i 个可变荷载的分项系数;

ψ_{ci} ——第 i 个可变荷载的组合值系数;

f ——砌体的强度设计值;

α_k ——几何参数标准值。

对 γ_0 的取值有如下规定:对结构安全等级为一级或设计使用年限为 50 年以上的结构构件,不应小于 1.1;对结构安全等级为二级或设计使用年限为 50 年的结构构件,不应小于 1.0;对结构安全等级为三级或设计使用年限为 1~5a 的结构构件,不应小于 0.9。

当砌体结构作为一个刚体,需验算整体稳定性时,例如倾覆、滑移、飘浮等,应按下式验算

$$\gamma_0(1.2S_{G2k} + 1.4S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n S_{Qik}) \leq 0.8S_{G1k} \quad (12-3)$$

式中 S_{G1k} ——起有利作用的永久荷载标准值的效应;

S_{G2k} ——起不利作用的永久荷载标准值的效应。

二、砌体的强度标准值

砌体强度标准值是取其强度概率分布的 0.05 分位值。即

$$f_k = f_m (1 - 1.645\delta_f) \quad (12-4)$$

式中 δ_f ——砌体抗压强度的变异系数。

f_m ——砌体轴心抗压强度平均值, MPa。

试验表明,各类砌体强度的概率分布符合正态分布。除毛石砌体外,其他各类砌体抗压强度变异系数 δ_f 可取 0.17,毛石砌体抗压强度变异系数 δ_f 可取 0.24,则各类砌体(除毛石砌体外)抗压强度标准值可按下式计算

$$f_k = f_m (1 - 1.645 \times 0.17) = 0.72f_m \quad (12-5)$$

毛石砌体抗压强度标准值可按下式计算

$$f_k = f_m (1 - 1.645 \times 0.24) = 0.61f_m \quad (12-6)$$

将不同强度等级的块材和砂浆的各类砌体抗压强度的平均值代入上式,即得各类砌体抗压强度的标准值。同理,可得砌体其他受力状态的强度标准值。

三、砌体的强度设计值

砌体的强度设计值 f 为砌体强度的标准值 f_k 除以砌体的材料性能分项系数 γ_f 。砌体材料性能分项系数是根据对可靠度的分析确定的。一般情况下,宜按施工控制等级为 B 级考虑,取 $\gamma_f = 1.6$; 当为 C 级时,取 $\gamma_f = 1.8$ 。则各类砌体(除毛石砌体外)抗压强度设计值可按下式计算

$$f = \frac{f_k}{\gamma_f} = \frac{0.72f_m}{1.6} = 0.45f_m \quad (12-7)$$

毛石砌体抗压强度设计值可按下式计算

$$\gamma_f f = \frac{f_k}{\gamma_f} = \frac{0.61f_m}{1.6} = 0.38f_m \quad (12-8)$$

各类砌体的抗压强度设计值如表 12-1~表 12-6 所示;其他受力状态的强度设计值如表 12-7 所示。

下列情况的各类砌体,其强度设计值应乘以调整系数 γ_a :

(1) 有吊车房屋砌体、跨度不小于 9m 的梁下烧结普通砖砌体、跨度不小于 7.5m 的梁下烧结多孔砖、蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖砌体混凝土和轻骨料混凝土砌块砌体, γ_a 为 0.9。

(2) 对无筋砌体构件,其截面面积 A 小于 0.3m² 时, γ_a 为其截面面积加 0.7;对配筋砌体构件,当其中砌体截面面积 A 小于 0.2m² 时, γ_a 为其截面面积加 0.8。

(3) 当砌体用水泥砂浆砌筑时,对表 12-1~表 12-6 各表中的数值, γ_a 为 0.9;对表

12-7 中的数值, γ_a 为 0.8; 对配筋砌体构件, 当其中的砌体采用水泥砂浆砌筑时, 仅对砌体的强度设计值乘以调整系数 γ_a 。

(4) 当施工质量控制等级为 C 级时, γ_a 为 0.89。

(5) 当验算施工中房屋的构件时, γ_a 为 1.1。

表 12-1 烧结普通砖和烧结多孔砖砌体的抗压强度设计值 (MPa)

砖强度等级	砂浆强度等级					砂浆强度
	M15	M10	M7.5	M5	M2.5	0
MU30	3.94	3.27	2.93	2.59	2.26	1.15
MU25	3.60	2.98	2.68	2.37	2.06	1.05
MU20	3.22	2.67	2.39	2.12	1.84	0.94
MU15	2.79	2.31	2.07	1.83	1.60	0.82
MU10	—	1.89	1.69	1.50	1.30	0.67

表 12-2 蒸压灰砂砖和蒸压粉煤灰砖砌体的抗压强度设计值 (MPa)

砖强度等级	砂浆强度等级				砂浆强度
	M15	M10	M7.5	M5	0
MU25	3.60	2.98	2.68	2.37	1.05
MU20	3.22	2.67	2.39	2.12	0.94
MU15	2.79	2.31	2.07	1.83	0.82
MU10	—	1.89	1.69	1.50	0.67

表 12-3 单排孔混凝土和轻骨料混凝土砌块砌体的抗压强度设计值 (MPa)

砌块强度等级	砂浆强度等级				砂浆强度
	Mb15	Mb10	Mb7.5	Mb5	0
MU20	5.68	4.95	4.44	3.94	2.33
MU15	4.61	4.02	3.61	3.20	1.89
MU10	—	2.79	2.50	2.22	1.31

表 12-4 轻集料混凝土砌块砌体的抗压强度设计值 (MPa)

砌块强度等级	砂浆强度等级			砂浆强度
	Mb10	Mb7.5	Mb5	0
MU10	3.08	2.76	2.45	1.44
MU7.5	—	2.13	1.88	1.12
MU5	—	—	1.31	0.78

表 12-5

毛料石砌体的抗压强度设计值

(MPa)

毛料石强度等级	砂浆强度等级			砂浆强度
	M7.5	M5	M2.5	0
MU100	5.42	4.80	4.18	2.13
MU80	4.85	4.29	3.73	1.91
MU60	4.20	3.71	3.23	1.65
MU50	3.83	3.39	2.95	1.51
MU40	3.43	3.04	2.64	1.35
MU30	2.97	2.63	2.29	1.17
MU20	2.42	2.15	1.87	0.95

注 对表中各类料石砌体,应按表中数值分别乘以系数:细料石砌体为1.5;半细料石砌体为1.3;粗料石砌体为1.2;干砌勾缝石砌体为0.8。

表 12-6

毛石砌体的抗压强度设计值

(MPa)

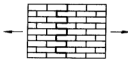
毛石强度等级	砂浆强度等级			砂浆强度
	M7.5	M5	M2.5	0
MU100	1.27	1.12	0.98	0.34
MU80	1.13	1.00	0.87	0.30
MU60	0.98	0.87	0.76	0.26
MU50	0.90	0.80	0.69	0.23
MU40	0.80	0.71	0.62	0.21
MU30	0.69	0.61	0.53	0.18
MU20	0.56	0.51	0.44	0.15

表 12-7

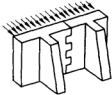
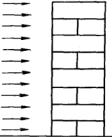
沿砌体灰缝截面破坏时砌体的轴心抗拉强度设计值、

弯曲抗拉强度设计值和抗剪强度设计值

(MPa)

强度类别	破坏特征及砌体种类		砂浆强度等级			
			≥M10	M7.5	M5	M2.5
轴心抗拉		烧结普通砖、烧结多孔砖	0.19	0.16	0.13	0.09
		蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖	0.12	0.10	0.08	0.06
		混凝土砌块	0.09	0.08	0.07	
		毛石	0.08	0.07	0.06	0.04

续表

强度类别	破坏特征及砌体种类	砂浆强度等级			
		$\geq M10$	M7.5	M5	M2.5
弯曲抗拉	 沿齿缝	烧结普通砖、烧结多孔砖 0.33 蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖 0.24 混凝土砌块 0.11 毛石 0.13	0.29	0.23	0.17
	 沿通缝	烧结普通砖、烧结多孔砖 0.17 蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖 0.12 混凝土砌块 0.08	0.14	0.11	0.08
抗剪	烧结普通砖、烧结多孔砖	0.17	0.14	0.11	0.08
	蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖	0.12	0.10	0.08	0.06
	混凝土和轻集料混凝土砌块	0.09	0.08	0.06	
	毛石	0.21	0.19	0.26	0.11

第二节 受压构件

一、试验研究

试验表明,当轴向压力作用在砌体截面形心时,砌体在破坏阶段截面上的压应力分布是均匀的,其大小即为砌体的轴心抗压强度,如图 12-1 (a) 所示。当轴向压力偏心距较小时,砌体在破坏阶段虽然仍是全截面受压,但压应力分布是不均匀的。破坏将从压应力较大一侧开始,且该侧破坏时的压应变和压应力均比轴心受压时大,如图 12-1 (b) 所示。当轴向压力偏心距较大时,砌体在破坏阶段截面应力分布将是一边受压,另一边受拉。如果拉应力未达到砌体沿通缝抗拉强度,砌体受拉边将不会开裂,如图 12-1 (c) 所示。如果轴向力偏心距再增大,砌体受拉一侧将出现水平裂缝,实际受压截面将减小。此时,受压区压应力的合力将与所施加的偏心压力保持平衡,如图 12-1 (d) 所示。

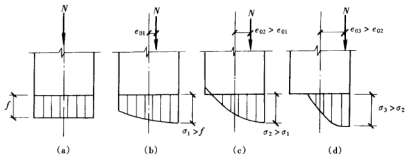


图 12-1 无筋砌体的受压

二、受压构件承载力计算公式

无筋砌体受压构件在承载力计算时，应考虑轴向力偏心距 e_0 和构件纵向弯曲 f 的不利影响。为简化计算，规范将构件的纵向弯曲 f 以附加偏心距 e_f 的形式与轴向力偏心距合并，统一考虑它们对受压构件承载力的影响，并用系数 φ 表示。并把轴心受压构件视为偏心受压构件的特例，即轴心受压构件可视为轴向力偏心距 $e=0$ 的偏心受压构件。因此，砌体受压构件的承载力可统一按下式计算

$$N = \varphi f A \quad (12-9)$$

式中 N ——轴向力设计值，kN；

f ——砌体的抗压强度设计值，N/mm²；

A ——截面面积，mm²；

φ ——高厚比 β 和轴向力的偏心距 e 对受压构件承载力的影响系数，可按表 12-8 ~ 表 12-10 查取。

表 12-8 β 和 e 对受压构件承载力的影响系数 φ (砂浆强度等级不低于 M5)

β	e/h 或 e/h_T												
	0	0.025	0.05	0.075	0.1	0.125	0.15	0.175	0.2	0.225	0.25	0.275	0.3
≤ 3	1.00	0.99	0.97	0.94	0.89	0.84	0.79	0.73	0.68	0.62	0.57	0.52	0.48
4	0.98	0.94	0.90	0.85	0.80	0.74	0.69	0.63	0.58	0.53	0.49	0.45	0.41
6	0.95	0.91	0.86	0.81	0.75	0.69	0.64	0.59	0.54	0.49	0.45	0.42	0.38
8	0.91	0.86	0.81	0.76	0.70	0.64	0.59	0.54	0.50	0.46	0.42	0.39	0.36
10	0.87	0.82	0.76	0.71	0.65	0.60	0.55	0.50	0.46	0.42	0.39	0.36	0.33
12	0.82	0.77	0.71	0.66	0.60	0.55	0.51	0.47	0.43	0.39	0.36	0.33	0.31
14	0.77	0.72	0.66	0.61	0.56	0.51	0.47	0.43	0.40	0.36	0.34	0.31	0.29
16	0.72	0.67	0.61	0.56	0.52	0.47	0.44	0.40	0.37	0.34	0.31	0.29	0.27
18	0.67	0.62	0.57	0.52	0.48	0.44	0.40	0.37	0.34	0.31	0.29	0.27	0.25
20	0.62	0.57	0.53	0.48	0.44	0.40	0.37	0.34	0.32	0.29	0.27	0.25	0.23
22	0.58	0.53	0.49	0.45	0.41	0.38	0.35	0.32	0.30	0.27	0.25	0.24	0.22
24	0.54	0.49	0.45	0.41	0.38	0.35	0.32	0.30	0.28	0.26	0.24	0.22	0.21
26	0.50	0.46	0.42	0.38	0.35	0.33	0.30	0.28	0.26	0.24	0.22	0.21	0.19
28	0.46	0.42	0.39	0.36	0.33	0.30	0.28	0.26	0.24	0.22	0.21	0.19	0.18
30	0.42	0.39	0.36	0.33	0.31	0.28	0.26	0.24	0.22	0.21	0.20	0.18	0.17

表 12-9 β 和 e 对受压构件承载力的影响系数 φ (砂浆强度等级 M2.5)

β	e/h 或 e/h_T												
	0	0.025	0.05	0.075	0.1	0.125	0.15	0.175	0.2	0.225	0.25	0.275	0.3
≤ 3	1.00	0.99	0.97	0.94	0.89	0.84	0.79	0.73	0.68	0.62	0.57	0.52	0.48
4	0.97	0.94	0.89	0.84	0.78	0.73	0.67	0.62	0.57	0.52	0.48	0.44	0.40
6	0.93	0.89	0.84	0.78	0.73	0.67	0.62	0.57	0.52	0.48	0.44	0.40	0.37
8	0.89	0.84	0.78	0.72	0.67	0.62	0.57	0.52	0.48	0.44	0.40	0.37	0.34
10	0.83	0.78	0.72	0.67	0.61	0.56	0.52	0.47	0.43	0.40	0.37	0.34	0.31
12	0.78	0.72	0.67	0.61	0.56	0.52	0.47	0.43	0.40	0.37	0.34	0.31	0.29
14	0.72	0.66	0.61	0.56	0.51	0.47	0.43	0.40	0.36	0.34	0.31	0.29	0.27
16	0.66	0.61	0.56	0.51	0.47	0.43	0.40	0.36	0.34	0.31	0.29	0.26	0.25
18	0.61	0.56	0.51	0.47	0.43	0.40	0.36	0.33	0.31	0.29	0.26	0.24	0.23
20	0.56	0.51	0.47	0.43	0.39	0.36	0.33	0.31	0.28	0.26	0.24	0.23	0.21
22	0.51	0.47	0.43	0.39	0.36	0.33	0.31	0.28	0.26	0.24	0.23	0.21	0.20
24	0.46	0.43	0.39	0.36	0.33	0.31	0.28	0.26	0.24	0.23	0.21	0.20	0.18
26	0.42	0.39	0.36	0.33	0.31	0.28	0.26	0.24	0.22	0.21	0.20	0.18	0.17
28	0.39	0.36	0.33	0.30	0.28	0.26	0.24	0.22	0.21	0.20	0.18	0.17	0.16
30	0.36	0.33	0.30	0.28	0.26	0.24	0.22	0.21	0.20	0.18	0.17	0.16	0.15

表 12-10 β 和 e 对受压构件承载力的影响系数 φ (砂浆强度 0)

β	e/h 或 e/h_T												
	0	0.025	0.05	0.075	0.1	0.125	0.15	0.175	0.2	0.225	0.25	0.275	0.3
≤ 3	1.00	0.99	0.97	0.94	0.89	0.84	0.79	0.73	0.68	0.62	0.57	0.52	0.48
4	0.87	0.82	0.77	0.71	0.66	0.60	0.55	0.51	0.46	0.43	0.39	0.36	0.33
6	0.76	0.70	0.65	0.59	0.54	0.50	0.46	0.42	0.39	0.36	0.33	0.30	0.28
8	0.63	0.58	0.54	0.49	0.45	0.41	0.38	0.35	0.32	0.30	0.28	0.25	0.24
10	0.53	0.48	0.44	0.41	0.37	0.34	0.32	0.29	0.27	0.25	0.23	0.22	0.20
12	0.44	0.40	0.37	0.34	0.31	0.29	0.27	0.25	0.23	0.21	0.20	0.19	0.17
14	0.36	0.33	0.31	0.28	0.26	0.24	0.23	0.21	0.20	0.18	0.17	0.16	0.15
16	0.30	0.28	0.26	0.24	0.22	0.21	0.19	0.18	0.17	0.16	0.15	0.14	0.13
18	0.26	0.24	0.22	0.21	0.19	0.18	0.17	0.16	0.15	0.14	0.13	0.12	0.12
20	0.22	0.20	0.19	0.18	0.17	0.16	0.15	0.14	0.13	0.12	0.12	0.11	0.10
22	0.19	0.18	0.16	0.15	0.14	0.14	0.13	0.12	0.12	0.11	0.10	0.10	0.09
24	0.16	0.15	0.14	0.13	0.13	0.12	0.11	0.11	0.10	0.10	0.09	0.09	0.08
26	0.14	0.13	0.13	0.12	0.11	0.11	0.10	0.10	0.09	0.09	0.08	0.08	0.07
28	0.12	0.12	0.11	0.11	0.10	0.10	0.09	0.09	0.08	0.08	0.08	0.07	0.07
30	0.11	0.10	0.10	0.09	0.09	0.09	0.08	0.08	0.07	0.07	0.07	0.07	0.06

其截面面积 A 的取值, 对各类砌体均应按毛面积计算; 对带壁柱墙, 如图 12-2 所示, 计算截面翼缘宽度按下列规定采用:

(1) 多层房屋, 当有门窗洞口时, 可取窗间墙宽度; 当无门窗洞口时, 每侧翼墙宽度可取壁柱高度的 1/3。

(2) 单层房屋, 可取壁柱宽加 2/3 墙高, 但不大于窗间墙宽度和相邻壁柱间距离。

轴向力偏心距 e 按内力设计值计算, 即

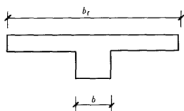


图 12-2 带壁柱墙

对 T 形截面

$$e = \frac{M}{N} \quad (e < 0.6y) \quad (12-10)$$

式中 M ——荷载设计值产生的弯矩, $\text{kN}\cdot\text{m}$; N ——荷载设计值产生的轴向力, kN ; y ——截面重心到轴向力所在偏心方向截面边缘的距离, m 。构件的高厚比 β 应按下式计算:

$$\text{对矩形截面} \quad \beta = \gamma_{\beta} \frac{H_0}{h} \quad (12-11)$$

$$\beta = \gamma_{\beta} \frac{H_0}{h_T} \quad (12-12)$$

$$h_T = 3.5i \quad (12-13)$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (12-14)$$

式中 γ_{β} ——不同砌体材料构件的高厚比修正系数, 按表 12-11 查取; H_0 ——受压构件的计算高度, mm ; h ——矩形截面轴向力偏心方向的边长, 当轴心受压时为截面较小边长, mm ; h_T ——T 形截面的折算厚度, mm ; i ——截面回转半径, mm ; I ——截面惯性矩, mm^4 。

表 12-11

高厚比修正系数 γ_{β}

砌体材料类别	γ_{β}	砌体材料类别	γ_{β}
烧结普通砖、烧结多孔砖	1.0	蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖、细料石、半细料石	1.2
混凝土及轻骨料混凝土砌块	1.1	粗料石、毛石	1.5

高厚比 β 和轴向力的偏心距 e 对受压构件承载力的影响系数 φ 也可按下式计算

$$\varphi = \frac{1}{1 + 12 \left[\frac{e_0}{h} + \sqrt{\frac{1}{12} \left(\frac{1}{\varphi_0} - 1 \right)} \right]^2} \quad (12-15)$$

$$\varphi_0 = \frac{1}{1 + \alpha \beta^2} \quad (12-16)$$

式中 φ_0 ——轴心受压构件的稳定系数;

α ——与砂浆强度等级有关的系数, 当砂浆强度等级不低于 M5 时, 取 $\alpha = 0.0015$,
 当砂浆强度等级等于 M2.5 时, 取 $\alpha = 0.002$, 当砂浆强度等于零时, 取 $\alpha = 0.009$ 。

对矩形截面构件, 当轴向力偏心方向的截面边长大于另一方向的边长时, 除应按偏心受压计算外, 还应对接较小边长方向按轴心受压进行验算。

【例 12-1】如图 12-3 所示的窗间墙, 计算高度 $H_0 = 6.6\text{m}$, 采用 MU10 粘土砖及 M2.5 混合砂浆砌筑, 承受竖向力设计值 $N = 400\text{kN}$, 弯矩设计值 $M = 40\text{kN}\cdot\text{m}$ (墙体壁柱一侧

受拉)。试验算该墙体的承载力。

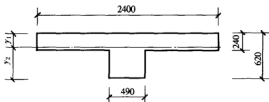


图 12-3 窗间墙

解 步骤如下。

1. 截面几何特征计算

截面面积

$$A = 2400 \times 240 + 380 \times 490 = 762200 \text{ mm}^2 = 0.7622 \text{ m}^2 > 0.3 \text{ m}^2$$

截面重心位置

$$y_1 = \frac{2400 \times 240 \times \frac{240}{2} + 490 \times 380 \times \left(240 + \frac{380}{2}\right)}{762200} = 195.7 \text{ mm}$$

$$y_2 = 620 - 195.7 = 424.3 \text{ mm}$$

截面惯性矩

$$I = \frac{2400 \times 240^3}{12} + \frac{490 \times 380^3}{12} + 2400 \times 240 \times \left(195.7 - \frac{240}{2}\right)^2 + 490 \times 380 \times \left(424.3 - \frac{380}{2}\right)^2 = 1.853 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

回转半径

$$i = \sqrt{\frac{1.853 \times 10^{10}}{762200}} = 155.9 \text{ mm}$$

折算厚度

$$h_T = 3.5i = 3.5 \times 155.9 = 545.7 \text{ mm}$$

2. 承载力计算

$$e = \frac{M}{N} = \frac{400}{40} = 0.1 \text{ m} = 100 \text{ mm}$$

$$\frac{e}{h_T} = \frac{100}{545.7} = 0.183$$

$$\beta = \gamma_\beta \frac{H_0}{h_T} = 1.0 \times \frac{6.6 \times 10^3}{545.7} = 12.1$$

查表得

$$\varphi = 0.42$$

由 MU10 砖、M2.5 砂浆查得

$$f = 1.3 \text{ N/mm}^2$$

则窗间墙的承载力为

$$\varphi Af = 0.42 \times 762200 \times 1.3 = 415.93 \times 10^3 \text{ N} = 415.93 \text{ kN} > N = 400 \text{ kN}$$

满足要求。

【例 12-2】 截面尺寸为 $b \times h = 370 \text{ mm} \times 490 \text{ mm}$ 的窗间墙，计算高度 $H_0 = 3.6 \text{ m}$ ，采用 MU10 粘土砖及 M5 混合砂浆砌筑，承受永久荷载产生的轴向压力 $N_{Gk} = 135 \text{ kN}$ ，可变荷载产生的轴向压力 $N_{Qk} = 25 \text{ kN}$ 。试验算该墙体的承载力。

解 按可变荷载控制的组合计算为

$$N = 135 \times 1.2 + 25 \times 1.4 = 197 \text{ kN}$$

按永久荷载控制的组合计算为

$$N = 135 \times 1.35 + 25 \times 1.0 = 207.25 \text{ kN}$$

截面面积为

$$A = 370 \times 490 = 181300 \text{ mm}^2 = 0.1813 \text{ m}^2 < 0.3 \text{ m}^2$$

$$\gamma_a = 0.1813 + 0.7 = 0.8813$$

$$\beta = \gamma_\beta \frac{H_0}{h} = 1.0 \times \frac{3.2 \times 10^3}{370} = 8.65$$

查表得

$$\varphi = 0.9$$

由 MU10 砖、M5 砂浆查得

$$f = 1.5 \text{ N/mm}^2$$

则窗间墙的承载力为

$$\varphi Af = 0.9 \times 181300 \times 0.8813 \times 1.5 = 215.70 \times 10^3 \text{ N} = 215.70 \text{ kN} > N = 207.25 \text{ kN}$$

满足要求。

【例 12-3】 截面尺寸为 $b \times h = 400 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$ 的混凝土小型空心砌块独立柱，计算高度 $H_0 = 3.0 \text{ m}$ ，采用砌块强度等级 MU15，混合砂浆强度等级 Mb7.5。承受永久荷载产生的轴向压力 $N_{Gk} = 345 \text{ kN}$ ，可变荷载产生的轴向压力 $N_{Qk} = 50 \text{ kN}$ 。试验算该墙体的承载力。

解 按可变荷载控制的组合计算为

$$N = 345 \times 1.2 + 50 \times 1.4 = 484 \text{ kN}$$

按永久荷载控制的组合计算为

$$N = 345 \times 1.35 + 50 \times 1.0 = 515.75 \text{ kN}$$

截面面积为

$$A = 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2 = 0.24 \text{ m}^2 < 0.3 \text{ m}^2$$

$$\gamma_a = 0.24 + 0.7 = 0.94$$

高厚比计算，采用混凝土砌块，取 $\gamma_\beta = 1$ ，则

$$\beta = \gamma_\beta \frac{H_0}{h} = 1.1 \times \frac{3.0 \times 10^3}{400} = 8.25$$

查表得

$$\varphi = 0.91$$

由 MU15 混凝土砌块、Mh5 混合砂浆查得 $f = 36.1 \text{ N/mm}^2$ ；砌块砌筑的独立柱，其强度应乘以折减系数 0.7。则窗间墙的承载力为

$$\begin{aligned} N &= \varphi A f = 0.91 \times 240000 \times 0.94 \times 0.7 \times 36.1 = 517.28 \times 10^3 \text{ N} \\ &= 517.28 \text{ kN} > N = 515.75 \text{ kN} \end{aligned}$$

满足要求。

第三节 局 部 受 压

一、局部均匀受压

压力仅作用在砌体局部面积上的受力状态称为砌体局部受压。当荷载均匀地作用在砌体的局部面积上时，称为局部均匀受压。

局部受压面积下的砌体，因其横向变形受到周围砌体的约束，处于双向或三向受压状态，因而大大提高了局部受压面积处砌体的抗压强度。

砌体截面受局部均匀压力时的承载力应按下式计算

$$N_1 \leq \gamma f A_1 \quad (12-17)$$

$$\gamma = 1 + 0.35 \sqrt{\frac{A_0}{A_1} - 1} \quad (12-18)$$

式中 N_1 ——局部受压面积上的轴向力设计值，kN；

f ——砌体的抗压强度设计值，可不考虑强度调整系数 γ_a 的影响， N/mm^2 ；

A_1 ——局部受压面积， mm^2 ；

γ ——砌体局部受压强度提高系数，可按下式计算

A_0 ——影响砌体局部抗压强度的计算面积， mm^2 。

计算面积 A_0 可按下列规定采用：

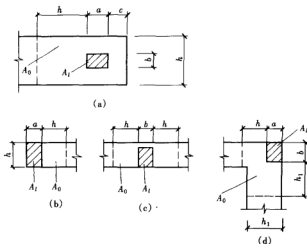
- (1) 在图 12-4 (a) 的情况下， $A_0 = (a + c + h)h$ ；
- (2) 在图 12-4 (b) 的情况下， $A_0 = (b + 2h)h$ ；
- (3) 在图 12-4 (c) 的情况下， $A_0 = (a + h)h + (b + h_1 - h)h_1$ ；
- (4) 在图 12-4 (d) 的情况下， $A_0 = (a + h)h$ 。

按公式 (12-17) 算得的值应符合下列规定：

- (1) 在图 12-4 (a) 的情况下， $\gamma \leq 2.5$ ；
- (2) 在图 12-4 (b) 的情况下， $\gamma \leq 2.0$ ；
- (3) 在图 12-4 (c) 的情况下， $\gamma \leq 1.5$ ；
- (4) 在图 12-4 (d) 的情况下， $\gamma \leq 1.25$ 。

二、梁端支承处砌体局部受压的计算

梁端支承处所受局部压力一般由两部分组成，一是直接由梁传来的压力 N_1 ，另一部分是通过墙体传来的上部荷载产生的压力 N_0 。梁底局部受压砌体的压缩变形，将导致梁端顶部与上部砌体脱离或有脱离的趋势。在墙体内形成内拱，从而使梁端下局部受压砌体所受压

图 12-4 影响局部抗压强度的面积 A_0

力 N_0 减小。

试验表明,一般梁刚度较小,容易挠曲,梁端支承处砌体局部压应力分布是不均匀的。同时,由于梁端的转角及梁下砌体的压缩变形,梁端的有效支承长度可能小于实际的支承长度。如图 12-5 所示。

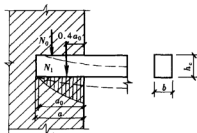


图 12-5 梁端支承处砌体的局部受压

梁端支承处砌体局部受压承载力应按下列公式计算

$$\psi N_0 + N_1 \leq \eta \gamma f A_1 \quad (12-19)$$

$$\psi = 1.5 - 0.5 \frac{A_0}{A_1} \quad (12-20)$$

$$N_0 = \sigma_0 A_1 \quad (12-21)$$

$$A_1 = a_0 b \quad (12-22)$$

$$a_0 = 10 \sqrt{\frac{h_c}{f}} \quad (12-23)$$

式中 ψ ——上部荷载的折减系数,当 $\frac{A_0}{A_1} \geq 3$ 时,应取 $\psi = 0$;

N_0 ——局部受压面积内上部轴向力设计值, kN;

N_1 ——梁端支承压力设计值, kN;

σ_0 ——上部平均压应力设计值, N/mm²;

η ——梁端底面压应力图形的完整系数,可取 0.7,对于过梁和墙梁可取 1.0;

a_0 ——梁端有效支承长度,当 $a_0 > a$ 时,应取 $a_0 = a$, mm;

a ——梁端实际支承长度, mm;

b ——梁的截面宽度, mm;

h_c ——梁的截面高度, mm。

三、梁端设有刚性垫块或梁垫时砌体局部受压计算

当梁端局部抗压强度不满足要求或墙上搁置较大的梁或桁架时, 常在其下设置垫块。当梁下设有预制刚性垫块时, 垫块下砌体的局部受压承载力应按下式计算

$$N_0 + N_1 \leq \varphi \gamma_1 f A_b \quad (12-24)$$

$$N_0 = \sigma_0 A_b \quad (12-25)$$

$$A_b = a_b b_b \quad (12-26)$$

式中 N_0 ——垫块面积 A_b 内上部轴向力设计值, kN;

φ ——垫块上 N_0 及 N_1 合力的影响系数, 应采用表 12-8 ~ 表 12-10 中当 $\beta \leq 3$ 时的值;

γ_1 ——垫块外砌体面积的有利影响系数, γ_1 应为 0.8γ , 但不小于 1.0, γ 为砌体局部抗压强度提高系数, 按公式 (12-17) 以 A_b 代替 A_1 计算得出;

A_b ——垫块面积, $A_b = a_b \times b_b$, mm²;

a_b ——垫块深入墙内的长度, mm;

b_b ——垫块的宽度, mm。

刚性垫块应符合下列规定: 刚性垫块的高度 t_b 不宜小于 180mm, 自梁边算起的垫块挑出长度不宜大于垫块的高度 t_b ; 在带壁柱墙的壁柱内设有垫块时, 如图 12-6 所示, 其计算面积应取壁柱范围内的面积, 而不应计算翼缘部分, 同时壁柱上垫块伸入翼墙内的长度不应小于 120mm。

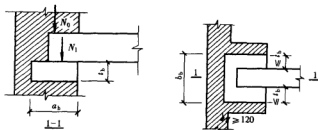


图 12-6 设有垫块时梁端局部受压

当垫块与梁端整体浇筑时, 垫块可在梁高范围内设置。但其下部墙体的局部受压与预制刚性垫块下墙体的局部受压有些区别, 为简化计算, 也可以按预制垫块计算。

当梁端设有刚性垫块时, 梁端有效支承长度应按下式确定

$$a_0 = \delta_1 \sqrt{\frac{h}{f}} \quad (12-27)$$

式中 δ_1 ——刚性垫块的影响系数, 可按表 12-12 采用。

垫块上 N_1 作用点位置可取 $0.4a_0$ 处。

表 12-12

系数 δ_1 值

σ_0/f	0	0.2	0.4	0.6	0.8
δ_1	5.4	5.7	6.0	6.9	7.8

注 表中中间的数值可采用插入法求得。

当墙内设有圈梁等较长构件,且又直接在梁支承面之下时,此类较长构件即可视为梁端下的垫梁,梁上荷载将通过垫梁分布到砌体上。《规范》规定,长度大于 πh_0 的垫梁,按下式验算其承载力

$$N_0 + N_1 \leq 2.4 \delta_2 h_0 b_b f \quad (12-28)$$

$$N_0 = \frac{\pi b_b h_0 \sigma_0}{2} \quad (12-29)$$

$$h_0 = 2\sqrt[3]{\frac{E_b I_b}{Eh}} \quad (12-30)$$

式中 N_0 ——垫梁上部轴向力设计值, kN;

b_b ——垫梁在墙厚方向的宽度, mm;

δ_2 ——当荷载沿墙厚方向均匀分布时取 $\delta_2 = 1.0$, 不均匀分布时取 $\delta_2 = 0.8$;

h_0 ——垫梁折算高度, mm;

E_b 、 I_b ——分别为垫梁的混凝土弹性模量和截面惯性矩, N/mm^2 和 mm^4 ;

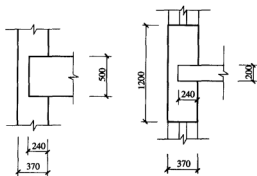


图 12-7 窗间墙

h_b ——垫梁的高度, mm;

E ——砌体的弹性模量, N/mm^2 ;

h ——墙厚, mm。

垫梁上梁端有效支承长度可按公式 (12-26) 计算。

【例 12-4】如图 12-7 所示的窗间墙, 采用 MU10 粘土砖及 M5 混合砂浆砌筑。梁截面尺寸为 $b \times h = 200\text{mm} \times 500\text{mm}$, 支承长度 $a = 240\text{mm}$ 。荷载设计值产生的支座反力 $N_1 = 96\text{kN}$, 墙体上部荷载 $N_\mu = 225\text{kN}$, 试验算该墙体的梁端

局部受压承载力, 如不满足要求, 试设计一预制刚性垫块。

解 查表得 $f = 1.5\text{N/mm}^2$, 则

$$a_0 = 10\sqrt{\frac{h_c}{f}} = 10 \times \sqrt{\frac{500}{1.5}} = 196.1\text{mm}$$

$$A_1 = a_0 \cdot b = 196.1 \times 200 = 39223\text{mm}^2$$

$$A_0 = h(2h + b) = 370 \times (2 \times 370 + 200) = 347800\text{mm}^2$$

$$\gamma = 1 + 0.35\sqrt{\frac{A_0}{A_1}} - 1 = 1 + 0.35 \times \sqrt{\frac{347800}{39223}} = 1.98 < 2.0$$

$$\sigma_0 = \frac{225 \times 10^3}{370 \times 1200} = 0.507 \text{ N/mm}^2$$

$$N_0 = \sigma_0 A_1 = 0.507 \times 39223 = 19.88 \times 10^3 \text{ N}$$

$$\frac{A_0}{A_1} = \frac{347800}{39223} = 8.9 > 3$$

故取

$$\psi = 0$$

$$\eta\gamma A_1 f = 0.7 \times 1.98 \times 39223 \times 1.5 = 81.62 \times 10^3 \text{ N} < \psi N_0 + N_1 = N_1 = 96 \text{ kN}$$

局部受压不满足要求。

梁端下部设置一预制刚性垫块, $a_b = 240 \text{ mm}$, $b_b = 500 \text{ mm}$, $t_b = 180 \text{ mm}$ 。

$$A_b = a_b \cdot b_b = 240 \times 500 = 120000 \text{ mm}^2$$

$$N_0 = \sigma_0 A_b = 0.507 \times 120000 = 60.81 \times 10^3 \text{ N}$$

$$\frac{\sigma_0}{f} = \frac{0.507}{1.5} = 0.338 \text{ N/mm}^2$$

查表得 $\delta_1 = 0.6225$, 则

$$a_0 = \delta_1 \sqrt{\frac{h_z}{f}} = 0.6225 \times \sqrt{\frac{500}{1.5}} = 113.7 \text{ mm}$$

$$e = \frac{N_1 \left(\frac{a_b}{2} - 0.4 a_0 \right)}{N_0 + N_1} = \frac{96 \times 10^3 \times \left(\frac{240}{2} - 0.4 \times 113.7 \right)}{60.81 \times 10^3 + 96 \times 10^3} = 45.6 \text{ mm}$$

$$\frac{e}{a_b} = \frac{45.6}{240} = 0.19$$

查表得 $\varphi = 0.697$, 计算局部抗压强度提高系数。

$$b_b + 2h = 500 + 2 \times 370 = 1240 \text{ mm} > 1200 \text{ mm}$$

故 $A_0 = 1200 \times 370 = 444000 \text{ mm}^2$

$$\gamma = 1 + 0.35 \sqrt{\frac{A_0}{A_1} - 1} = 1 + 0.35 \times \sqrt{\frac{444000}{120000} - 1} = 1.575 < 2.0$$

$$\gamma_1 = 0.8\gamma = 0.8 \times 1.575 = 1.26$$

$$\varphi\gamma_1 A_b f = 0.697 \times 1.26 \times 120000 \times 1.5 = 158.19 \times 10^3 \text{ N} > N_0 + N_1 = 60.81 + 96 = 156.81 \text{ kN}$$

满足要求。

第四节 受拉、受弯和受剪构件

一、轴心受拉

当砌体承受沿水平灰缝方向拉力作用时, 可能会发生两种破坏形式, 即沿齿缝破坏或沿垂直灰缝和块体截面破坏。两种破坏形式相应的砌体轴心抗拉强度设计值不同, 计算时, 应取两种破坏形式相应强度值中的较小值。

轴心受拉构件的承载力应按下式计算

$$N_t \leq f_t A \quad (12-31)$$

式中 N_t ——轴心拉力设计值, kN;

f_t ——砌体的轴心抗拉强度设计值, 应按表 12-7 取用, N/mm²;

A ——构件截面面积, mm²。

二、受弯构件的计算

受弯构件的承载力应按下式计算, 即

$$M \leq f_m W \quad (12-32)$$

式中 M ——弯矩设计值, kN·m;

f_m ——砌体弯曲抗拉强度设计值, 应按表 12-7 取用, N/mm²;

W ——截面抵抗矩, mm³。

受弯构件的受剪承载力应按下式计算

$$V \leq f_v b z \quad (12-33)$$

$$Z = \frac{I}{S} \quad (12-34)$$

$$Z = \frac{2h}{3} \text{ (截面为矩形时)} \quad (12-35)$$

式中 V ——剪力设计值, kN;

f_v ——砌体的抗剪强度设计值, 应按表 12-7 取用, N/mm²;

b ——截面宽度, mm;

z ——内力臂, mm;

I ——截面惯性矩, mm⁴;

S ——截面面积矩, mm³·mm;

h ——截面高度, mm。

三、受剪构件的计算

沿通缝或沿阶梯形截面破坏时受剪构件的承载力应按下列公式计算

$$V \leq (f_v + \alpha \mu \sigma_0) A \quad (12-36)$$

$$\mu = 0.26 - 0.082 \frac{\sigma_0}{f} \text{ (当 } \gamma_G = 1.2 \text{ 时)} \quad (12-37)$$

$$\mu = 0.23 - 0.065 \frac{\sigma_0}{f} \text{ (当 } \gamma_G = 1.35 \text{ 时)} \quad (12-38)$$

式中 V ——截面剪力设计值, kN;

f_v ——砌体抗剪强度设计值, 对灌孔的混凝土砌块砌体取 f_{vG} , N/mm²;

A ——水平截面面积, 当有孔洞时, 取净面积, mm²;

α ——修正系数, 当 $\gamma_G = 1.2$ 时, 砖砌体取 0.60, 混凝土砌块砌体取 0.64, 当 $\gamma_G = 1.35$ 时, 砖砌体取 0.64, 混凝土砌块砌体取 0.66;

μ ——剪压复合受力系数, α 与 μ 的乘积, 可查表 12-13;

σ_0 ——永久荷载设计值产生的水平截面平均压应力, N/mm^2 ;

f ——砌体的抗压强度设计值, N/mm^2 ;

$\frac{\sigma_0}{f}$ ——轴压比, 且不大于 0.8。

表 12-13

当 $\gamma_G = 1.2$ 及 $\gamma_G = 1.35$ 时的 $\alpha\mu$ 值

γ_G	σ_0/f	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
1.2	砖砌体	0.15	0.15	0.14	0.14	0.13	0.13	0.12	0.12
	砌块砌体	0.16	0.16	0.15	0.15	0.14	0.13	0.13	0.12
1.35	砖砌体	0.14	0.14	0.13	0.13	0.13	0.12	0.12	0.11
	砌块砌体	0.15	0.14	0.14	0.13	0.13	0.13	0.12	0.12

第五节 配 筋 砌 体

在墙体中配置适量钢筋, 不仅可以提高墙体的承载力, 而且能够改善墙体的脆性性质, 加强结构的整体性, 使结构有较好的抗震性能。配筋砌体根据配筋形式的不同可分为网状配筋砖砌体、组合砖砌体和配筋砌块砌体等, 这里介绍网状配筋砖砌体和钢筋混凝土面层或钢筋砂浆面层组合砌体的承载力计算。

一、网状配筋砖砌体

在水平灰缝内设置一定数量和规格钢筋网的砖砌体称为网状配筋砖砌体。因钢筋网设置在水平灰缝内, 又称为横向配筋砖砌体。常用的钢筋网有方格钢筋网和连弯钢筋网。

砌体在轴向压力作用下, 在产生竖向压缩的同时, 也产生横向膨胀。当砌体内配有横向钢筋时, 钢筋通过砂浆与砌体结合成为一个整体, 有效约束了砌体的横向变形, 阻止了竖向裂缝的发展, 避免因竖向裂缝贯通而形成的半砖小柱, 从而提高了砌体的受压承载力。

试验表明, 网状配筋砌体在轴向压力作用下, 随荷载增大, 个别砖先出现竖向裂缝 (相当于 60%~75% 破坏荷载)。继续增加荷载时, 裂缝发展较缓慢, 很少出现贯通的竖向裂缝, 最终因个别砖被压碎脱落导致构件破坏。当在偏心荷载作用下时, 横向配筋的效果将随偏心距的增大而降低。因为在偏心荷载作用下, 截面中压应力分布是不均匀的, 在压应力较小的区域钢筋很难发挥作用, 同时对于高厚比较大的构件, 由于整个构件失稳破坏的影响, 使得横向钢筋的作用不能充分发挥。因此, 规范规定, 偏心距超过截面核心范围, 对于矩形截面即 $e/h > 0.17$ 时或偏心距虽未超过截面核心范围, 但构件的高厚比 $\beta > 16$ 时, 不宜采用网状配筋砖砌体构件。网状配筋砌体受压构件的承载力应按下式计算

$$N \leq \varphi_n f_n A \quad (12-39)$$

$$f_n = f + 2 \left(1 - \frac{2e}{y} \right) \frac{\rho}{100} f_y \quad (12-40)$$

$$\rho = \frac{V_y}{V} \times 100 \quad (12-41)$$

式中 φ_n ——高厚比和配筋率以及轴向力的偏心距对网状配筋砖砌体受压构件承载力的影响

系数,可按表 12-14 采用;

f_n ——网状配筋砖砌体的抗压强度设计值, N/mm^2 ;

ρ ——体积配筋率,如图 12-8 所示,当采用截面面积为 A_s 的钢筋组成的方格网,

网格尺寸为 a , 钢筋网的竖向间距为 s_n 时, $\rho = \frac{2A_s}{as_n} \times 100$;

V_s 、 V ——分别为钢筋和砌体的体积, mm^3 ;

f_y ——钢筋的抗拉强度设计值,当 $f_y > 320\text{N}/\text{mm}^2$ 时,仍采用 $f_y = 320\text{N}/\text{mm}^2$, N/mm^2 。

表 12-14 网状配筋砖砌体矩形截面单向偏心受压构件承载力的影响系数 φ 。

ρ	e/h		0	0.05	0.1	0.15	0.17
	β						
0.1	4	0.97	0.89	0.79	0.67	0.63	
	6	0.93	0.84	0.73	0.62	0.58	
	8	0.89	0.78	0.67	0.57	0.53	
	10	0.84	0.73	0.62	0.52	0.49	
	12	0.78	0.67	0.57	0.48	0.44	
	14	0.72	0.61	0.52	0.44	0.41	
	16	0.67	0.56	0.47	0.40	0.37	
0.3	4	0.96	0.87	0.76	0.65	0.61	
	6	0.91	0.80	0.69	0.59	0.55	
	8	0.85	0.74	0.63	0.53	0.49	
	10	0.78	0.67	0.56	0.47	0.44	
	12	0.71	0.60	0.51	0.43	0.40	
	14	0.64	0.54	0.46	0.38	0.36	
	16	0.58	0.49	0.41	0.35	0.32	
0.5	4	0.94	0.85	0.74	0.63	0.59	
	6	0.88	0.77	0.66	0.56	0.52	
	8	0.81	0.69	0.59	0.50	0.46	
	10	0.73	0.62	0.52	0.44	0.41	
	12	0.65	0.55	0.46	0.39	0.36	
	14	0.58	0.49	0.41	0.35	0.32	
	16	0.51	0.43	0.36	0.31	0.29	
0.7	4	0.93	0.83	0.72	0.61	0.57	
	6	0.86	0.75	0.64	0.54	0.50	
	8	0.77	0.66	0.56	0.47	0.44	
	10	0.68	0.58	0.49	0.41	0.38	
	12	0.60	0.50	0.42	0.36	0.34	
	14	0.52	0.44	0.37	0.32	0.30	
	16	0.46	0.38	0.33	0.28	0.26	
0.9	4	0.92	0.82	0.71	0.60	0.56	
	6	0.83	0.72	0.61	0.52	0.48	
	8	0.74	0.63	0.53	0.45	0.42	
	10	0.64	0.54	0.46	0.38	0.36	
	12	0.56	0.47	0.39	0.33	0.31	
	14	0.48	0.40	0.34	0.29	0.27	
	16	0.41	0.35	0.30	0.25	0.24	

续表

ρ	e/h	0	0.05	0.1	0.15	0.17
	β					
1.0	4	0.91	0.81	0.70	0.59	0.55
	6	0.82	0.71	0.60	0.51	0.47
	8	0.72	0.61	0.52	0.44	0.41
	10	0.63	0.53	0.44	0.37	0.35
	12	0.54	0.45	0.38	0.32	0.30
	14	0.46	0.39	0.33	0.28	0.26
	16	0.39	0.33	0.28	0.24	0.23

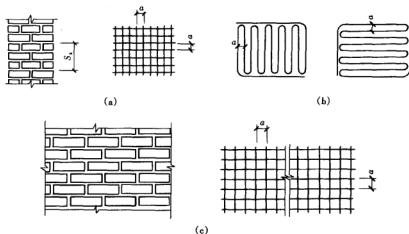


图 12-8 网状配筋砌体

【例 12-5】 截面尺寸为 $b \times h = 370\text{mm} \times 740\text{mm}$ 的砖柱，计算高度 $H_0 = 6\text{m}$ ，采用 MU10 粘土砖及 M5 混合砂浆砌筑，承受轴向压力设计值 $N = 360\text{kN}$ ，弯矩设计值为 $M = 30.6\text{kN}\cdot\text{m}$ 。采用网状配筋砌体，钢筋选用冷拔低碳钢丝 $\phi^b 4$ ，其抗拉强度设计值 $f_y = 430\text{N}/\text{mm}^2$ （甲级 II 组）。方格网孔眼尺寸为 60mm ，方格网间距为 3 皮砖。试验算该砖柱的承载力。

解 $A_n = 12.6\text{mm}^2$ ， $a = 60\text{mm}$ ， $s_n = 180\text{mm}$ ，则

$$\rho = \frac{2A_n}{as_n} = \frac{2 \times 12.6}{60 \times 180} \times 100 = 0.233$$

$$0.1 < \rho < 1.0$$

符合要求。

$$f_y = 430\text{N}/\text{mm}^2 > 320\text{N}/\text{mm}^2, \text{取 } f_y = 320\text{N}/\text{mm}^2$$

$$f_n = f + \frac{2\rho}{100}f_y = 1.5 + \frac{2 \times 0.233}{100} \times 320 = 2.31\text{N}/\text{mm}^2$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{30.6}{360} = 0.085\text{m} = 85\text{mm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{85}{740} = 0.115$$

$$\beta = \gamma_{\beta} \frac{H_0}{h} = 1.0 \times \frac{6 \times 10^3}{740} = 8.1$$

查表得

$$\varphi_n = 0.605$$

$$\varphi_n A f_n = 0.605 \times 370 \times 740 \times 2.31 = 382.48 \times 10^3 \text{ N} > N = 360 \text{ kN}$$

满足要求。

对截面短边方向按轴心受压进行验算

$$\beta = \gamma_{\beta} \frac{H_0}{h} = 1.0 \times \frac{6 \times 10^3}{370} = 16.2$$

查表得

$$\varphi_n = 0.599$$

$$\varphi_n A f_n = 0.599 \times 370 \times 740 \times 2.31 = 490.70 \times 10^3 \text{ N} > N = 360 \text{ kN}$$

满足要求。

网状配筋砖砌体在设计时还应符合以下构造要求：

网状配筋砖砌体中的体积配筋率，不应小于 0.1%，并应不大于 1%；采用钢筋网时，钢筋的直径不应大于 8mm；钢筋网中钢筋的间距，不应大于 120mm，并应不小于 30mm；钢筋网的竖向间距，不应大于五皮砖，并应不大于 400mm；网状配筋砖砌体所用的砂浆强度等级不应低于 M7.5；钢筋网应设置在砌体的水平灰缝中，灰缝厚度应保证钢筋上下至少各有 2mm 厚的砂浆层。

二、组合砖砌体构件

在砖砌体内配置纵向钢筋，或设置部分钢筋混凝土或钢筋砂浆以共同工作的砖砌体称为组合砖砌体。组合砖砌体能显著提高砌体的抗弯能力和延性，也能提高砌体的抗压能力，使其具有和钢筋混凝土相近的性能。因此，当轴向力偏心距不能满足 $e < 0.6y$ 时，可采用组合砖砌体，见图 12-9。

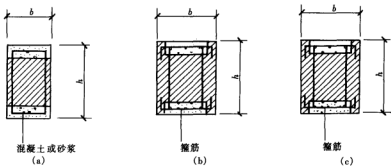


图 12-9 组合砖砌体截面

(一) 组合砖砌体轴心受压构件的承载力

组合砖砌体是由砌体、钢筋、混凝土或砂浆三种材料组成的，在荷载作用下，三者共同

变形。但每种材料达到极限承载力相应的极限应变是不同的,特别是砂浆的极限应变还小于钢筋的屈服应变。因此,对于由砖砌体、钢筋、砂浆三种材料组成的组合砌体,当砌体因受压区砂浆达到极限应变被压碎而导致构件破坏时,受压钢筋尚未达到屈服强度,影响了钢筋强度的发挥。此时钢筋的抗压强度应乘以强度系数 η_s 。

组合砖砌体轴心受压构件的承载力应按下式计算

$$N \leq \varphi_{\text{com}}(fA + f_c A_c + \eta_s f_y A_s') \quad (12-42)$$

式中 φ_{com} ——组合砖砌体构件的稳定系数,可按表 12-15 采用;

f_c ——混凝土或面层水泥砂浆的轴心抗压强度设计值,砂浆的轴心抗压强度设计值可取为同强度等级混凝土的轴心抗压强度设计值的 70%,当砂浆为 M15 时,取 5.2N/mm^2 ,当砂浆为 M10 时,取 3.5N/mm^2 ,当砂浆为 M7.5 时,取 2.6N/mm^2 ;

A_c ——混凝土或砂浆面层的截面面积, mm^2 ;

η_s ——受压钢筋的强度系数,当为混凝土面层时,可取 1.0,当为砂浆面层时可取 0.9。

表 12-15

组合砌体构件的稳定系数 φ_s

	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
8	0.91	0.93	0.95	0.97	0.99	1.00
10	0.87	0.90	0.92	0.94	0.96	0.98
12	0.82	0.85	0.88	0.91	0.93	0.95
14	0.77	0.80	0.83	0.86	0.89	0.92
16	0.72	0.75	0.78	0.81	0.84	0.87
18	0.67	0.70	0.73	0.76	0.79	0.81
20	0.62	0.65	0.68	0.71	0.73	0.75
22	0.58	0.61	0.64	0.66	0.68	0.70
24	0.54	0.57	0.59	0.61	0.63	0.65
26	0.50	0.52	0.54	0.56	0.58	0.60
28	0.46	0.48	0.50	0.52	0.54	0.56

(二) 组合砖砌体偏心受压构件的承载力

在荷载作用下,组合砖砌体偏心受压构件的受力性能与钢筋混凝土偏心受压构件相类似。其破坏形式也分两种情况:一种是大偏心受压破坏,破坏时一侧受拉,另一侧受压。破坏是由受拉钢筋先达到屈服强度引起,然后受压一侧混凝土或砂浆面层和部分砌体达到极限抗压强度被压坏。另一种是小偏心受压破坏,破坏时可能是一侧受拉,另一侧受压,也可能是两侧都受压。破坏是由受压一侧或受压较大一侧混凝土或砂浆面层和部分砌体达到极限抗压强度被压坏引起,而另一侧钢筋并未达到抗拉屈服强度。

组合砖砌体偏心受压构件的承载力应按下式计算

$$N \leq fA' + f_c A'_c + \eta_s f_y A'_s - \sigma_s A_s \quad (12-43)$$

$$N e_N \leq f S_s + f_c S_{c,s} + \eta_s f_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (12-44)$$

此时受压区的高度 x 可按下列公式确定

$$f S_N + f_c S_{c,N} + \eta_s f_y A'_s e'_N - \sigma_s A_s e_N = 0 \quad (12-45)$$

$$e_N = e + e_s + \left(\frac{h}{2} - a_s \right) \quad (12-46)$$

$$e'_N = e + e_s - \left(\frac{h}{2} - a'_s \right) \quad (12-47)$$

$$e_s = \frac{\beta^2 h}{2200} (1 - 0.022 \beta) \quad (12-48)$$

$$e_s = \frac{\beta^2 h}{2200} (1 - 0.022 \beta) \quad (12-49)$$

式中 A' ——砖砌体受压部分的面积, mm^2 ;

A'_c ——混凝土或砂浆面层受压部分的面积, mm^2 ;

S_s ——砖砌体受压部分的面积对钢筋 A_s 重心的面积矩, $\text{mm}^2 \cdot \text{mm}$;

$S_{c,s}$ ——混凝土或砂浆面层受压部分的面积对钢筋 A_s 重心的面积矩, $\text{mm}^2 \cdot \text{mm}$;

S_N ——砖砌体受压部分的面积对轴向力 N 作用点的面积矩, $\text{mm}^2 \cdot \text{mm}$;

$S_{c,N}$ ——混凝土或砂浆面层受压部分的面积对轴向力 N 作用点的面积矩, $\text{mm}^2 \cdot \text{mm}$;

e_N, e'_N ——分别为钢筋 A_s 和 A'_s 重心至轴向力 N 作用点的距离, 如图 12-10 所示, mm ;

e ——轴向力初始偏心距, 按荷载设计值计算, 当 $e < 0.05h$ 时, 取 $e = 0.05h$, mm ;

e_s ——组合砖砌体构件在轴向力作用下的附加偏心距, mm 。

组合砖砌体钢筋 A_s 的应力应按下列规定计算:

(1) 小偏心受压时, 即 $\xi > \xi_b$, 则

$$\sigma_s = 650 - 800 \xi \quad (12-50)$$

$$-f_y \leq \sigma_s \leq f_y$$

(2) 大偏心受压时, 即 $\xi \leq \xi_b$, 则

$$\sigma_s = f_y \quad (12-51)$$

$$\xi = \frac{x}{h_0}$$

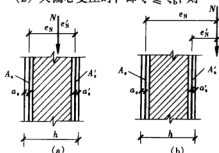


图 12-10 组合砖砌体偏心受压构件

(a) 小偏心受压; (b) 大偏心受压

式中 ξ ——组合砖砌体构件截面的相对受压区高度;

ξ_b ——组合砖砌体构件截面的相对受压区高度界限值, 对于 HPB235 级钢筋, 应取 $\xi_b = 0.55$, 对于 HRB335 级钢筋, 应取 $\xi_b = 0.425$ 。

组合砖砌体构件的设计应满足下列构造要求：面层混凝土强度等级宜采用 C20。面层水泥砂浆强度等级不宜低于 M10。砌筑砂浆的强度等级不宜低于 M7.5。竖向受力钢筋的混凝土保护层厚度，不应小于表 12-16 中的规定。竖向受力钢筋距砖砌体表面的距离不应小于 5mm。砂浆面层的厚度，可采用 30 ~ 45mm；当面层厚度大于 45mm 时，其面层宜采用混凝土。竖向受力钢筋宜采用 HPB235 级钢筋。对于混凝土面层，亦可采用 HRB335 级钢筋。受压一侧钢筋的配筋率，对砂浆面层，不宜小于 0.1%；对混凝土面层，不宜小于 0.2%。受拉钢筋的配筋率，不应小于 0.1%。竖向受力钢筋的直径，不应小于 8mm，钢筋的净距，不应小于 30mm。箍筋的直径，不宜小于 4mm 及 0.2 倍的受压钢筋直径，并不宜大于 6mm。箍筋的间距，不应大于 20 倍受压钢筋的直径及 500mm，并不应小于 120mm。当组合砖砌体构件一侧的竖向受力钢筋多于 4 根时，应设置附加箍筋或拉结钢筋。

表 12-16 混凝土保护层最小厚度 (mm)

环境条件 构件类别	室内正常环境	露天或室内潮湿环境
墙	15	25
柱	25	35

注 当面层为水泥砂浆时，对于柱，保护层厚度可减小 5mm。

本章小结

(1) 砌体结构承载力计算是采用以概率理论为基础的极限状态设计方法；砌体的强度设计值为砌体强度的标准值除以砌体的材料性能分项系数。

(2) 砌体受压构件的承载力可按 $N = \varphi fA$ 计算，公式中的 φ 为高厚比和轴向力的偏心距对受压构件承载力的影响系数。对带壁柱墙体应采用折算厚度。

(3) 砌体局部受压可分为砌体局部均匀受压、梁端支承处砌体局部受压和梁端设有刚性垫块或垫梁时砌体局部受压三种情况，学习时应注意各种受力情况下的特点及相关规定。

(4) 注意网状配筋砌体的使用条件，当偏心距过大时采用组合砌体。

思考题

1. 矩形截面砖柱受压承载力计算时应注意哪几点？
2. 砌体受压承载力计算公式中系数 φ 的含义是什么？
3. 钢筋混凝土预制刚性垫块的构造要求有哪些？
4. 规范规定哪些情况下不适合采用网状配筋砖砌体？
5. 一般在哪些情况下考虑采用组合砌体？

习 题

1. 试验算如图 12-11 所示窗间墙的承载力。墙体计算高度 $H_0 = 4.2\text{m}$ ，采用 MU10 粘土

砖及 M5 混合砂浆砌筑, 承受轴向压力设计值 $N = 360\text{kN}$, 弯矩设计值 $M = 24\text{kN}\cdot\text{m}$ (墙体壁柱一侧受拉)。

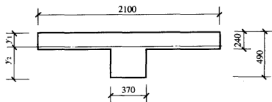


图 12-11 窗间墙

2. 截面尺寸为 $b \times h = 370\text{mm} \times 620\text{mm}$ 的砖柱, 计算高度 $H_0 = 4.8\text{m}$, 采用 MU15 粘土砖及 M5 混合砂浆砌筑, 承受轴向压力设计值 $N = 300\text{kN}$, 弯矩设计值 $M = 7.5\text{kN}\cdot\text{m}$ 。试验算该砖柱的承载力。

3. 截面尺寸为 $b \times h = 190\text{mm} \times 800\text{mm}$ 的混凝土小型空心砌块墙体,

计算高度 $H_0 = 3.0\text{m}$, 采用砌块强度等级 MU15, 混合砂浆强度等级 Mb5。承受永久荷载产生的轴向压力 $N_{\text{gk}} = 130\text{kN}$, 可变荷载产生的轴向压力 $N_{\text{qk}} = 30\text{kN}$ 。试验算该墙体的承载力。

4. 如图 12-12 所示的窗间墙, 采用 MU15 粘土砖及 M5 混合砂浆砌筑。梁截面尺寸为 $b \times h = 200\text{mm} \times 500\text{mm}$, 支承长度 $a = 240\text{mm}$ 。荷载设计值产生的支座反力 $N_1 = 90\text{kN}$, 墙体上部荷载 $N_2 = 150\text{kN}$, 试验算该墙体的梁端局部受压承载力。如不满足要求, 试设计一预制刚性垫块。

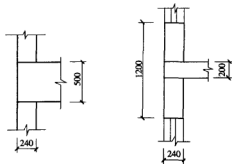


图 12-12 窗间墙

5. 截面尺寸为 $b \times h = 370\text{mm} \times 620\text{mm}$ 的砖柱, 计算高度 $H_0 = 4.8\text{m}$, 采用 MU10 粘土砖及 M5 混合砂浆砌筑, 承受轴向压力设计值 $N = 300\text{kN}$, 弯矩设计值为 $M = 21\text{kN}\cdot\text{m}$ 。采用网状配筋砌体, 钢筋选用冷拔低碳钢丝 $\phi^{\text{B}}4$, 其抗拉强度设计值 $f_y = 430\text{N}/\text{mm}^2$ (甲级 II 组)。方格网孔眼尺寸为 50mm , 方格网间距为 3 皮砖。试验算该砖柱的承载力。

第十三章

混合结构墙、柱设计

本章提要

混合结构房屋在我国被广泛用于中、小型工业与民用建筑中，如住宅、办公楼、学校、商店、食堂、仓库、车间等。本章主要阐述砌体与钢筋混凝土两种结构材料形成的混合结构墙、柱的设计。

第一节 房屋的结构布置及静力计算方案

一、混合结构房屋的结构布置方案

混合结构房屋通常指主要承重构件由不同的材料组成的房屋，如房屋的楼（屋）盖采用钢筋混凝土结构，墙体及基础采用砖、石砌体材料。

混合结构房屋中的纵、横墙以及楼（屋）盖等主要承重构件互相连结、相互制约，共同发挥空间作用，所以房屋结构布置方案的选择，影响到房屋结构的强度、刚度、稳定性。

根据结构的承重体系及竖向荷载的传递路线不同，混合结构房屋的结构布置方案可分为：纵墙承重方案、横墙承重方案、纵横墙承重方案和内框架承重方案。

（一）纵墙承重方案

单层厂房、仓库、食堂等建筑因要求有较大空间，横墙间距较大，一般采用由纵墙直接承受荷载的纵墙承重方案，如图 13-1 所示。这类房屋中横墙间距不受限制，但因横墙数量少，所以房屋的横向刚度小，整体性差，其屋面荷载（竖向）传递路线为：板→梁（屋架）→纵墙→基础→地基。

（二）横墙承重方案

宿舍、住宅等建筑因房屋开间不大，横墙间距较小，可采用将楼（屋）面板直接搁置在横墙上的横墙承重方案，如图 13-2 所示。这类房屋因横墙数量多、间距小，所以房屋的横向空间刚度大，整体性好，抗风、抗震性能及调整地基不均匀沉降的能力均较好，并且结构较简单、施工方便，但墙体材料用量较多，其荷载主要传递路线为：楼（屋）面板→横墙→基础→地基。

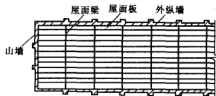


图 13-1 纵墙承重方案

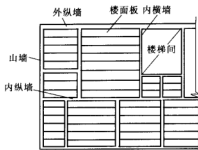


图 13-2 横墙承重方案

(三) 纵横墙承重方案

教学楼、办公楼、医院等建筑因要求房间的大小变化较多，一般采用纵横墙承重方案，如图 13-3 所示。这类房屋既可保证灵活的房间布置，又具有较大的空间刚度的整体性，其荷载主要传递路线为

$$\text{楼(屋)面板} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{梁} \rightarrow \text{纵墙} \\ \text{横墙} \end{array} \right\} \rightarrow \text{基础} \rightarrow \text{地基}$$

(四) 内框架承重方案

工业厂房的车间、仓库等建筑，可采用外墙与内柱同时承重的内框架承重方案，如图 13-4 所示。这类房屋因外墙和柱为竖向承重构件，所以内墙取消，可有较大的使用空间，但因横墙较少、竖向承重构件材料不同，所以房屋的空间刚度较差，施工较复杂，易引起地基不均匀沉降。

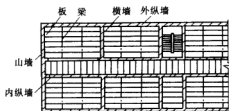


图 13-3 纵横墙承重方案

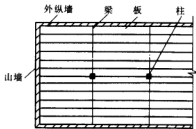


图 13-4 内框架承重方案

二、混合结构房屋的静力计算方案

(一) 混合结构房屋的空间工作

混合结构房屋中墙体计算主要包括内力计算和截面承载力计算。进行墙体内力分析，首先要确定其计算简图。图 13-5 为一混合结构的单层房屋，外纵墙承重，屋盖为装配式钢筋混凝土楼盖，因作用于房屋上的荷载为均匀分布，则可在其中任意取出一个单元，这个单元的受力状态和整个房屋的受力状态一样，所以，可以由这个单元来代表整个房屋，这个单元称为计算单元。

图 13-5 (a) 两端没有设置山墙，荷载作用下的墙顶位移主要取决于纵墙的刚度，而屋盖结构的刚度只是保证传递水平荷载时两边纵墙位移相同。

图 13-5 (b) 两端设有山墙，纵墙顶部的水平位移不仅与纵墙刚度有关，而且与屋盖结构水平刚度、山墙的刚度有很大关系。由于山墙（横墙）的存在，改变了水平荷载的传递路线，使房屋有了空间作用。

(二) 房屋静力计算方案的分类

根据试验研究，房屋的空间工作性能，主要取决于屋盖水平刚度和横墙间距的大小。

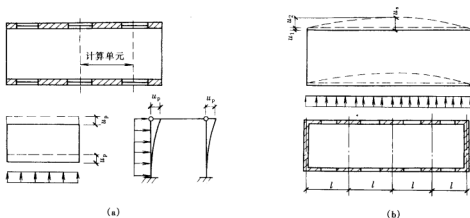


图 13-5 单层房屋

(a) 两端无山墙单层房屋; (b) 两端有山墙单层房屋

《砌体结构设计规范》规定,混合结构房屋的静力计算,按房屋空间刚度(作用)大小,分为刚性方案、刚弹性方案和弹性方案(见表 13-1)。

表 13-1 房屋的静力计算方案

屋盖或楼盖类别		刚性方案	刚弹性方案	弹性方案
1	整体式、装配整体和装配式无框体系钢筋混凝土屋盖或钢筋混凝土楼盖	$s < 32$	$32 \leq s \leq 72$	$s > 72$
2	装配式有框体系钢筋混凝土屋盖、轻钢屋盖和有密铺望板的木屋盖或木楼盖	$s < 20$	$20 \leq s \leq 48$	$s > 48$
3	瓦材屋面的木屋盖和轻钢屋盖	$s < 16$	$16 \leq s \leq 36$	$s > 36$

注 1. 表中 s 为房屋横墙间距,其长度单位为“m”。

2. 当多层房屋屋盖、楼盖类别不同或横墙间距不同时,可按本表的规定分别确定各层(底层或顶部各层)房屋的静力计算方案。

3. 对无山墙或伸缩缝处无横墙的房屋,应按弹性方案考虑。

1. 刚性方案

房屋的横墙间距较小、屋盖与楼盖的水平刚度较大、空间刚度很好。在荷载作用下,房屋的水平位移很小,其静力计算简图将承重墙视为一根竖向构件,屋盖或楼盖视为墙体的不动铰支座,即忽略房屋的水平位移,这类房屋称为刚性方案房屋,见图 13-6 (a)。

2. 弹性方案

房屋的横墙间距较大、屋盖与楼盖的水平刚度较小、空间刚度很差。在荷载作用下,房屋的水平位移较大,计算时按不考虑空间作用的平面排架或框架计算,这类房屋称为弹性方案房屋,见图 13-6 (b)。

3. 刚弹性方案

房屋的空间刚度介于“刚性”和“弹性”两种方案之间。在荷载作用下,房屋的水平位

移较弹性方案的水平位移小,但又不可忽略不计,计算时按横梁(屋盖或楼盖)具有弹性支承的平面排架或框架计算,这类房屋称为刚弹性方案房屋,见图 13-6 (c)。

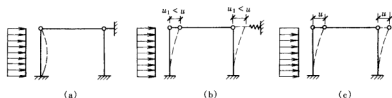


图 13-6 混合结构房屋的计算简图

(a) 刚性方案; (b) 刚弹性方案; (c) 弹性方案

(三) 刚性方案和刚弹性方案的横墙

由以上分析可知,确定静定计算方案时,主要是根据房屋空间刚度的大小,而房屋的空间刚度由房屋中楼(屋)盖的类别和横墙间距大小决定。为保证房屋的刚度,规范规定,刚性和刚弹性方案房屋的横墙应符合下列要求:

- (1) 横墙中开有洞口时,洞口的水平截面积不应超过横墙截面积的 50%;
- (2) 横墙的厚度不宜小于 180mm;
- (3) 单层房屋的横墙长度不宜小于其高度,多层房屋的横墙长度不宜小于 $H/2$ (H 为横墙总高度)。

当横墙不能同时符合上述要求时,应对横墙的刚度进行验算。如其最大水平位移值 $\mu_{\max} \leq H/4000$ 时,仍可视作刚性或刚弹性方案房屋的横墙。符合此刚度要求的一段横墙或其他结构构件(如框架等),也可视作刚性或刚弹性方案房屋的横墙。

第二节 墙、柱高厚比验算

一、墙、柱的允许高厚比

高厚比是指墙、柱的计算高度 H_0 和墙厚(或柱边长) h 的比值。高厚比的验算是保证砌体结构在施工阶段和使用阶段稳定性的一项构造措施。

允许高厚比限值 $[\beta]$ 反映在一定时期内的材料质量和施工的技术水平,其取值是根据我国的实践经验确定的。砌体规范给出了不同砂浆砌筑的允许高厚比 $[\beta]$ 值,见表 13-2。

表 13-2 墙、柱的允许高厚比 $[\beta]$ 值

砂浆强度等级	墙	柱	砂浆强度等级	墙	柱
M2.5	22	15	$\geq M7.5$	26	17
M5.0	24	16			

注 1. 毛石墙、柱高厚比应按表中数值降低 20%。

2. 组合砖砌体构件的允许高厚比,可按表中数值提高 20%,但不得大于 28。

3. 验算施工阶段砂浆尚未硬化的新砌砌体高厚比时,允许高厚比对墙取 14,对柱取 11。

二、墙、柱高厚比验算

(一) 一般墙、柱的高厚比验算

$$\beta = \frac{H_0}{h} \leq \mu_1 \mu_2 [\beta] \quad (13-1)$$

$$\mu_2 = 1 - 0.4 \frac{b_s}{s} \quad (13-2)$$

式中 β ——墙、柱计算高度,按表 13-3 采用, mm;

h ——墙厚或矩形柱与 H_0 相对应的边长, mm;

μ_1 ——自承重墙允许高厚比的修正系数;

μ_2 ——有门窗洞口墙允许高厚比的修正系数;

b_s ——在宽度 s 范围内的门窗洞口总宽度, mm;

s ——相邻窗间墙或壁柱之间的距离, mm。

μ_1 取值时按下列规定采用:

$h = 240\text{mm}$ 时, $\mu_1 = 1.2$;

$h = 90\text{mm}$ 时, $\mu_1 = 1.5$;

$240\text{mm} > h > 90\text{mm}$ 时, μ_1 可按插入法取值。

上端为自由端墙的允许高厚比,除按上述规定提高外,尚可提高 30%;对厚度小于 90mm 的墙,当双面用不低于 M10 的水泥砂浆抹面,包括抹面层的墙厚不小于 90mm 时,可按墙厚等于 90mm 验算高厚比。

当按公式 (13-2) 算得 μ_2 的值小于 0.7 时,应采用 0.7;当洞口高度不大于墙高的 1/5 时,可取 μ_2 等于 1.0。

当与墙连接的相邻两横墙间的距离 $s \leq \mu_1 \mu_2 [\beta] h$ 时,墙的高度可不受式 (13-1) 的限制。

表 13-3

受压构件的计算高度 H_0

房屋类别			柱		带壁柱墙或周边拉结的墙		
			排架方向	垂直排架方向	$s > 2H$	$2H \geq s > H$	$s \leq H$
有吊车的 单层房屋	变截面 柱上段	弹性方案	$2.5H_u$	$1.25H_u$	$2.5H_u$		
		刚性、刚弹性方案	$2.0H_u$	$1.25H_u$	$2.0H_u$		
	变截面柱下段		$1.0H_l$	$0.8H_l$	$1.0H_l$		
无吊车的 单层和多 层房屋	单跨	弹性方案	$1.5H$	$1.0H$	$1.5H$		
		刚弹性方案	$1.2H$	$1.0H$	$1.2H$		
		刚性方案	$1.25H$	$1.0H$	$1.25H$		
	多跨	弹性方案	$1.10H$	$1.0H$	$1.1H$		
		刚性方案	$1.0H$	$1.0H$	$1.0H$	$0.4s + 0.2H$	$0.6s$

注 1. 表中 H_u 为变截面柱的上段高度, H_l 为变截面柱的下段高度。

2. 对于上端为自由端的构件, $H_0 = 2H$ 。

3. 独立砖柱, 当无柱间支撑时, 柱在垂直排架方向的 H_0 应按表中数值乘以 1.25 后采用。

4. s 为房屋横墙间距。

5. 自承重墙的计算高度应根据周边支承或拉接条件确定。

变截面柱的高厚比可按上、下载面分别验算。对有吊车的房屋，当荷载组合不考虑吊车作用时，变截面柱上段的计算高度可按表 13-3 的规定采用；变截面柱下段的计算高度可按下列规定采用：

- (1) 当 $H_0/H \leq 1/3$ 时，取无吊车房屋的 H_0 ；
- (2) 当 $1/3 < H_0/H < 1/2$ 时，取无吊车房屋的 H_0 乘以修正系数 μ ；
- (3) 当 $H_0/H \geq 1/2$ 时，取无吊车房屋的 H_0 。但在确定 β 值时，应采用上柱截面。

$$\mu = 1.3 - 0.3 \frac{I_u}{I_l} \quad (13-3)$$

式中 I_u ——变截面柱上段的惯性矩， mm^4 ；

I_l ——变截面柱下段的惯性矩， mm^4 。

(二) 带壁柱墙高厚比验算

1. 整片墙的高厚比验算

$$\beta = \frac{H_0}{h_T} \leq \mu_1 \mu_2 [\beta] \quad (13-4)$$

式中 h_T ——带壁柱墙截面的折算厚度， $h_T = 3.5i$ ，折算厚度的计算及带壁柱墙翼缘宽度等均见第十二章第二节， mm ；

i ——带壁柱墙截面的回转半径， $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ ， mm 。

2. 壁柱间墙的高厚比验算

壁柱间墙的高厚比按公式 (13-1) 验算，此时 s 取壁柱间距离。

(三) 带构造柱墙高厚比验算

1. 整片墙高厚比验算

$$\beta = \frac{H_0}{h} \leq \mu_1 \mu_2 \mu_c [\beta] \quad (13-5)$$

$$\mu_c = 1 + \gamma \frac{b_c}{l} \quad (13-6)$$

式中 μ_c ——带构造柱墙允许高厚比 $[\beta]$ 提高系数；

γ ——系数，对细料石、半细料石砌体， $\gamma = 0$ ，对混凝土砌体、粗料石及毛石砌体， $\gamma = 1.0$ ，其他砌体， $\gamma = 1.5$ ；

b_c ——构造柱沿墙长方向的宽度， mm ；

l ——构造柱的间距， mm 。

当 $b_c/l > 0.25$ 时，取 $b_c/l = 0.25$ ；当 $b_c/l < 0.05$ 时，取 $b_c/l = 0$ 。

2. 构造柱柱间墙的高厚比验算

构造柱柱间墙的高厚比按公式 (13-1) 验算，此时 s 取相邻构造柱间的距离。

设有钢筋混凝土圈梁的带壁柱墙或带构造柱墙，当 $b/s \geq 1/30$ 时，圈梁可视作壁柱间墙或构造柱间墙的不动铰支点（ b 为圈梁宽度）。如不允许增加圈梁宽度，可按墙体平面外等刚度原则增加圈梁高度，以满足壁柱间墙或构造柱间墙不动铰支点的要求。

【例 13-1】某单层单跨房屋，采用装配式无檩体系钢筋混凝土屋盖，带壁柱砖墙承重。如图 13-7 所示，层高 4.2m，墙体采用 MU10 砖和 M5 砂浆砌筑。试验算各墙的高厚比。

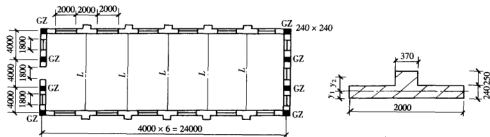


图 13-7 仓库平面图、壁柱墙截面

解 步骤如下。

1. 确定静力计算方案

该房屋为装配式无檩体系， $s = 24\text{m} < 32\text{m}$ ，为刚性方案。

墙的高度 $H = 4.2 + 0.5 = 4.7\text{m}$

查表 13-2，得

$$[\beta] = 24$$

2. 验算外纵墙高厚比

带壁柱墙截面几何特征计算：

$$\text{截面面积 } A = 2000 \times 240 + 370 \times 250 = 572500\text{mm}^2$$

$$\text{形心位置 } y_1 = \frac{2000 \times 240 \times 120 + 370 \times 250 \times (240 + 125)}{572500} = 159.6\text{mm}$$

$$y_2 = 240 + 250 - 159.6 = 330.4\text{mm}$$

$$\begin{aligned} \text{惯性矩 } I &= \frac{1}{12} \times 2000 \times 240^3 + 2000 \times 240 \times (159.6 - 120)^2 \\ &+ \frac{1}{12} \times 370 \times 250^3 + 370 \times 250 \times (330.4 - 125)^2 = 7.44 \times 10^9\text{mm}^4 \end{aligned}$$

$$\text{回转半径 } i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{7.44 \times 10^9}{572500}} = 114\text{mm}$$

$$\text{折算厚度 } h_T = 3.5i = 3.5 \times 114 = 399\text{mm}$$

(1) 纵墙整片墙高厚比验算。

查表 13-3，得

$$s = 24\text{m} > 2H = 2 \times 4.7 = 9.4\text{m}$$

$$H_0 = 1.0H = 1.0 \times 4.7 = 4.7\text{m}$$

$$\mu_2 = 1 - 0.4 \times \frac{b_s}{s} = 1 - 0.4 \times \frac{2}{4} = 0.8 > 0.7$$

$$\beta = \frac{H_0}{h_T} = \frac{4700}{399} = 11.78 < \mu_2 [\beta] = 0.8 \times 24 = 19.2$$

满足要求。

(2) 壁柱间墙高厚比验算。

$$s = 4\text{m} < H = 4.7\text{m}$$

$$H_0 = 0.6s = 0.6 \times 4 = 2.4\text{m}$$

$$\beta = \frac{H_0}{h} = \frac{2400}{240} = 10 < \mu_2 [\beta] = 0.8 \times 24 = 19.2$$

满足要求。

3. 验算山墙高厚比

(1) 整片墙高厚比验算。

山墙设置了钢筋混凝土构造柱, 则

$$\frac{b_s}{l} = \frac{240}{4000} = 0.06 > 0.05$$

$$s = 12\text{m} > 2H = 2 \times 4.7 = 9.4\text{m}$$

$$H_0 = 1.0H = 1.0 \times 4.7 = 4.7\text{m}$$

$$\mu_2 = 1 - 0.4 \times \frac{1.8}{4} = 0.82 > 0.7$$

$$\mu_c = 1 + \gamma \frac{b_s}{l} = 1 + 1.5 \times 0.06 = 1.09$$

$$\beta = \frac{H_0}{h} = \frac{4700}{240} = 19.58 < \mu_2 \mu_c [\beta] = 0.8 \times 1.09 \times 24 = 20.93$$

满足要求。

(2) 构造柱间墙高厚比验算。

构造柱间距 $s = 4\text{m} < H = 4.7\text{m}$

$$H_0 = 0.6s = 0.6 \times 4.0 = 2.4\text{m}$$

$$\mu_2 = 1 - 0.4 \times \frac{1.8}{4} = 0.82 > 0.7$$

$$\beta = \frac{H_0}{h} = \frac{2400}{240} = 10 < \mu_2 [\beta] = 0.82 \times 24 = 19.68$$

满足要求。

第三节 刚性方案房屋的计算

一、单层刚性方案房屋承重纵墙的计算

刚性方案的单层房屋, 其纵墙顶端的水平位移很小, 在静力分析时可以认为为零, 计算时按下列假定进行内力分析:

- (1) 墙、柱上端与屋架(屋面梁)铰接, 视为不动铰支座;
- (2) 墙、柱下端在基础顶面处固接。

根据上述假定, 单层刚性方案房屋的承重纵墙可按上端支承在不动铰支座和下端支承在固定支座上的竖向构件计算, 如图 13-8 (a) 所示。

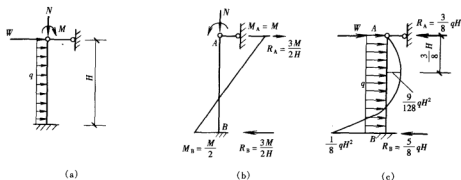


图 13-8 单层刚性方案房屋计算简图

作用于纵墙上的荷载及内力计算如下。

1. 屋面荷载

包括屋盖恒载、屋面活荷载或雪荷载。这些荷载通过屋架或屋面梁以集中力形式作用于墙体顶部。由于屋架支承反力在墙顶常为偏心作用，所以墙体顶端的屋面荷载由轴心压力 N 和弯矩 M 组成，其内力见图 13-8 (b)。

2. 风荷载

包括作用于屋面上和墙面上的风荷载。屋面上的风荷载简化为作用于墙、柱顶的集中力 W ，通过屋盖传给横墙再经基础传至地基；墙面风荷载为均布荷载，按迎风面（压力）、背风面（吸力）分别考虑，其内力见图 13-8 (c)。

3. 墙体自重

包括砌体、内外粉刷层及门窗重量，作用于墙体的轴线上。当墙、柱为变截面时，上阶柱对下阶柱各截面产生弯矩。在施工阶段其内力应按悬臂构件计算。

单层刚性方案房屋的验算截面一般取内力较大处（柱顶、柱底）或截面较小处（窗口上下部）。

二、多层刚性方案房屋承重纵墙的计算

(一) 计算单元

混合结构房屋纵墙设计常取房屋中有代表性的一段作为计算单元。一般情况下，对有门窗洞口的墙体，取洞口间墙体为计算单元，如图 13-9 所示，对无门窗洞口并受均布荷载的墙体，可取

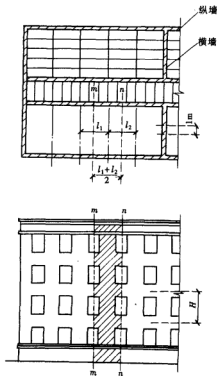


图 13-9 多层刚性方案房屋承重纵墙的计算单元

1m 宽为计算单元。

(二) 计算简图及内力分析

在竖向荷载作用下, 多层房屋的承重墙相当于一竖向连续梁, 屋盖、楼盖及基础顶面作为连续梁的支承点。由于楼盖嵌砌在墙体内, 致使墙体在楼盖支承处连续性削弱, 所以在支承点处所能传递的弯矩很小。为简化计算, 假定墙体在楼盖处为铰接。在基础顶面处因竖向力较大, 弯矩值较小, 按偏心受压和轴心受压考虑相差很小, 因此, 为简化计算, 也假定墙体在基础顶面处为铰接, 如图 13-10 (a) 所示。因此, 在竖向荷载作用下, 多层刚性方案房屋的外墙在每层高度范围内, 均可简化为两端铰接的竖向构件。

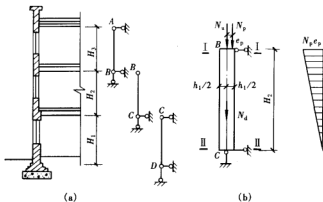


图 13-10 竖向荷载作用下墙体计算简图

在风荷载作用下, 多层刚性方案房屋的纵墙可视为竖向连续梁 (见图 13-11), 由风荷载引起的弯矩按下式计算

$$M = \frac{1}{12} WH_i^2 \quad (13-7)$$

式中 W ——沿楼层高均布风荷载设计值, kN/m ;

H_i ——层高, m 。

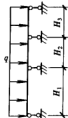


图 13-11 风荷载作用计算简图

根据理论计算, 砌体规范规定, 当刚性方案多层房屋的外墙符合下列要求时, 静力计算可不考虑风荷载的影响:

- (1) 洞口水平截面面积不超过全截面面积的 2/3;
- (2) 层高和总高不超过表 13-4 的规定;

表 13-4 外墙不考虑风荷载影响时的最大高度

基本风压值 (kN/m^2)	层 高 (m)	总 高 (m)
0.4	4.0	28
0.5	4.0	24
0.6	4.0	18
0.7	3.5	18

注 对于多层砌块房屋 190mm 厚的外墙, 当层高不大于 2.8m, 总高不大于 19.6m, 基本风压不大于 0.7kN/m^2 时可不考虑风荷载的影响。

(3) 屋面自重不小于 0.8kN/m^2 。

如图 13-10 所示, 上部各层的荷载沿上一层墙的截面形心传至下层; 对本层楼盖传来的竖向荷载, 应考虑对墙的实际偏心影响。当梁支承于墙上时, 梁端支承压力 N_1 到墙内边的距离, 应取梁端有效支承长度 a_0 的 0.4 倍 (见图 13-12)。

(三) 控制截面

每层墙可取两个控制截面, 即如图 13-10 (b) 所示。梁 (板) 底截面 I-I 承受弯矩 M_1 和轴力 N_1 , 应进行偏心受压承载力和梁下局部受压承载力验算; 梁 (板) 底稍上截面 II-II (底层取基础顶面) 承受轴力 N_{II} 最大, 竖向荷载作用下按弯矩为零轴心受压计算, 风荷载作用下按偏心受压计算。

当各层墙体的截面及材料强度等相同时, 只需验算最下一层。

三、多层刚性方案房屋承重横墙的计算

横墙承重的房屋, 因纵墙间距较小, 所以一般均属于刚性方案房屋。

房屋的楼盖及屋盖可视为横墙的不动铰支座, 如图 13-13 所示, 承重横墙可取 1m 宽作为计算单元, 构件的高度为层高, 但当顶层为坡屋顶时, 则取层高加上山尖高度的一半。

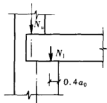


图 13-12 梁端支承压力位置

横墙两侧楼盖传来的荷载, 相同时为轴心受压, 不同时为偏心受压。轴心受压时应验算横墙的底部截面, 偏心受压时应验算横墙的上部截面和底部截面。

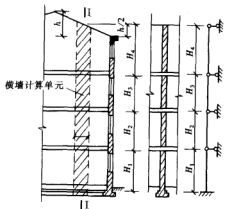


图 13-13 横墙计算简图

第四节 弹性及刚弹性方案房屋的计算

一、弹性方案房屋的计算要点

弹性方案房屋一般为单层房屋, 如图 13-14 所示, 计算时可取一个开间为计算单元, 并假定屋架 (屋面梁) 与墙、柱顶端为铰接, 下端嵌固基础顶面; 同时把屋架 (屋面梁) 视作刚度无限大的水平系杆, 在轴向力作用下不产生拉伸或压缩变形, 所以在荷载作用下, 排架柱顶水平位移相等, 如图 13-15 所示。

弹性方案房屋可按有侧移的平面排架进行内力分析, 其计算简图如图 13-16 所示, 计

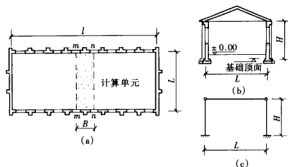


图 13-14 弹性方案房屋及其计算简图

算步骤如下:

(1) 见图 13-17 (b), 在排架上端加一假设的不动铰支座, 成为无侧移排架, 求出支座反力 R 及相应的内力;

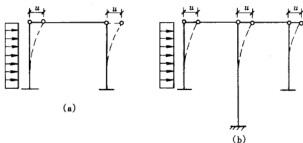


图 13-15 弹性方案房屋柱顶水平位移

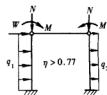


图 13-16 单层弹性方案计算简图

(2) 见图 13-17 (c), 把已求出的反力 R 反向作用于排架顶端, 求出其内力图;

(3) 将上述两种结果相加, 即得弹性方案计算结果。

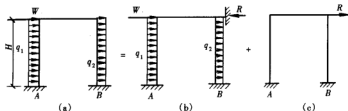


图 13-17 弹性方案内力分析的步骤

单跨平面排架在常见荷载作用下的内力计算方法如下:

(1) 在柱顶水平集中荷载作用下的内力, 见图 13-18;

(2) 在水平均布荷载作用下的内力, 如图 13-19 所示, 首先在柱顶加一不动铰支座,

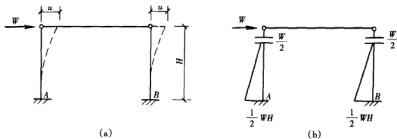


图 13-18 柱顶水平集中力作用下内力图

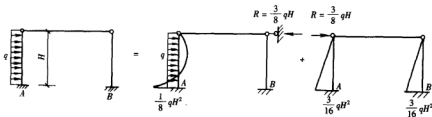


图 13-19 水平均布荷载作用下的内力图

则柱为一次超静定单跨梁，求柱顶支反力 R ，绘出 A 、 B 柱弯矩图；第二步在排架上加一与不动铰支座等值、反向的水平力 R ，绘出内力图；最后将以上两种内力图叠加，即得在水平均布荷载作用下排架的内力图；

(3) 在竖向偏心荷载作用下的内力，见图 13-20。

二、刚弹性方案房屋的计算要点

刚弹性方案房屋墙体的上端在水平力作用下也产生水平位移，但侧移值比弹性方案房屋小，可按考虑空间工作的平面排架计算，其计算简图采用在平面排架(弹性方案)的柱顶加一个弹性支座，如图 13-21 所示，该支座刚度用空间性能影响系数 η (见表 13-5) 反映。

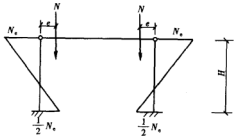


图 13-20 竖向偏心荷载作用下内力图

表 13-5 房屋的空间性能影响系数 η

屋重或楼盖类别	16	20	24	28	32	36	40	44	48	52	56	60	64	68	72
1	—	—	—	—	0.33	0.39	0.45	0.50	0.55	0.60	0.64	0.68	0.71	0.74	0.77
2	—	0.35	0.45	0.54	0.61	0.68	0.73	0.78	0.82	—	—	—	—	—	—
3	0.37	0.49	0.60	0.68	0.75	0.81	—	—	—	—	—	—	—	—	—

注 表中屋重或楼盖类别代号的意义见表 13-1。

如图 13-22 所示，刚弹性方案房屋内力计算步骤如下：

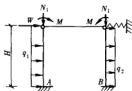


图 13-21 刚弹性方案计算简图

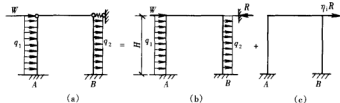


图 13-22 刚弹性方案内力分析的步骤

(1) 见图 13-22 (b)，在排架上端加一假设的不动铰支座，计算出不动铰支座反力及相应的内力；

(2) 见图 13-22 (c)，把已求出的反力 R 乘以 η_1 ，以 $\eta_1 R$ 反向作用于排架柱顶，求出其内力图；

(3) 将上述两种结果相加，即得刚弹性方案计算结果。

第五节 砌体结构中的圈梁、过梁、墙梁、挑梁

一、圈梁

为增强房屋的整体刚度，防止由于地基的不均匀沉降或较大振动荷载等对房屋引起的不利影响，应在墙体的某些部位设置现浇钢筋混凝土圈梁。

1. 车间、仓库、食堂等空旷单层房屋的圈梁设置规定

(1) 砖砌体房屋，檐口标高为 5~8m 时，应在檐口标高处设置圈梁一道，檐口标高大于 8m 时，应增加设置数量。

(2) 砌体及料石砌体房屋，檐口标高为 4~5m 时，应在檐口标高处设置圈梁一道，檐口标高大于 5m 时，应增加设置数量。

(3) 对有吊车或较大振动设备的单层工业房屋，除在檐口或窗顶标高处设置现浇钢筋混凝土圈梁外，尚应增加设置数量。

2. 多层工业与民用建筑的圈梁设置规定

(1) 住宅、宿舍、办公楼等多层砌体民用房屋，层数为 3~4 层时，应在檐口标高处设置圈梁一道；当层数超过 4 层时，应在所有纵墙上隔层设置。

(2) 多层砌体工业房屋，应每层设置现浇钢筋混凝土圈梁。

(3) 设置墙梁的多层砌体房屋应在托梁、墙梁顶面和檐口标高处设置现浇钢筋混凝土圈梁，其他楼层处应在所有纵墙上每层设置。

(4) 采用现浇钢筋混凝土楼（屋）盖的多层砌体结构房屋，当层数超过 5 层时，除在檐口标高处设置一道圈梁外，可隔层设置圈梁，并与楼（屋）面板一起现浇。未设置圈梁的楼面板嵌入墙内的长度不应小于 120mm，应沿墙长配置不小于 2 ϕ 10 的纵向钢筋。

3. 软弱地基或不均匀地基砌体房屋的圈梁设置规定

建筑在软弱地基或不均匀地基上的砌体房屋，除按本节规定设置圈梁外，尚应符合国家

现行标准《建筑地基基础设计规范》(GB50007)的有关规定。

4. 圈梁的构造要求

(1) 圈梁宜连续地设在同一水平面上, 并形成封闭状。当圈梁被门窗洞口截断时, 应在洞口上部增设相同截面的附加圈梁。附加圈梁与圈梁的搭接长度不应小于其中到中垂直间距的两倍, 且不得小于 1m (见图 13-23)。

(2) 纵横墙交接处的圈梁应有可靠的连接。刚弹性和弹性方案房屋, 圈梁应与屋架、大梁等构件可靠连接。

(3) 钢筋混凝土圈梁的宽度宜与墙厚相同, 当墙厚 $h \geq 240\text{mm}$ 时, 其宽度不宜小于 $2h/3$ 。圈梁高度不应小于 120mm。纵向钢筋不宜少于 4 $\phi 10$, 绑扎接头的搭接长度按受拉钢筋考虑, 箍筋间距不应大于 300mm。

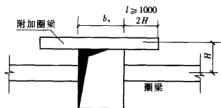


图 13-23 附加圈梁

(4) 圈梁兼作过梁时, 过梁部分的钢筋应按计算用量另行增配。

二、过梁

(一) 过梁的分类及应用范围

过梁是门窗洞口上用以承受上部墙体和楼盖重量的构件, 有钢筋混凝土过梁、钢筋砖过梁、砖砌平拱等 (见图 13-24)。

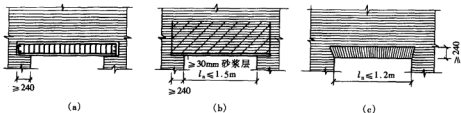


图 13-24 过梁的分类

(a) 钢筋混凝土过梁; (b) 钢筋砖过梁; (c) 砖砌平拱

砖砌过梁的跨度, 对钢筋砖过梁不应超过 1.5m; 对砖砌平拱不应超过 1.2m。砖砌过梁截面计算高度内的砂浆不宜低于 M5。

砖砌平拱用竖砖砌筑部分的高度不应小于 240mm。

钢筋砖过梁底面砂浆层处的钢筋, 其直径不应小于 5mm, 间距不宜大于 120mm, 钢筋伸入支砌砌体内的长度不宜小于 240mm, 砂浆层的厚度不宜小于 30mm。

对有较大振动荷载或可能产生不均匀沉降的房屋, 应采用钢筋混凝土过梁。

(二) 过梁上的荷载

过梁上的荷载包括梁、板荷载和墙体荷载。

试验表明, 由于过梁上的砌体与过梁的组合作用, 使作用在过梁上的砌体当量荷载仅相当于高度等于跨度 1/3 的砌体自重。试验还表明, 在高度等于或大于跨度的砌体上施加荷载

时,由于过梁与砌体的组合作用,过梁内的应力增大不多。为此,规范规定过梁的荷载应按下列规定采用。

1. 梁、板荷载

对砖和小型砌块砌体,当梁、板下的墙体高度 $h_w < l_n$ 时 (l_n 为过梁的净跨) 应计入梁、板传来的荷载;当梁、板下的墙体高度 $h_w \geq l_n$ 时,可不考虑梁、板荷载,见图 13-25 (a)。

2. 墙体荷载

(1) 对砖砌体,当过梁上的墙体高度 $h_w < l_n/3$ 时,应按墙体的均布自重计算;当墙体高度 $h_w \geq l_n/3$ 时,应按高度为 $l_n/3$ 墙体的均布自重计算,见图 13-25 (b)、(c);

(2) 对混凝土砌块砌体,当过梁上的墙体高度 $h_w < l_n/2$ 时,应按墙体的均布自重采用;当墙体高度 $h_w \geq l_n/2$ 时,应按高度为 $l_n/2$ 墙体的均布自重采用,见图 13-25 (b)、(c)。

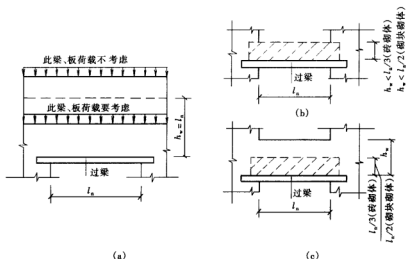


图 13-25 过梁上的荷载
(a) 梁、板荷载; (b)、(c) 墙体荷载

(三) 过梁的计算

1. 砖砌过梁的破坏特征

如图 13-26 所示,过梁受力后,上部受压,下部受拉。随荷载的增加,跨中受拉区将出现垂直裂缝,在支座附近处出现阶梯形裂缝,此时过梁的受力状态相当于三铰拱,下部的拉力由支座两端砌体平衡(对砖砌平拱过梁)或由钢筋承受(对钢筋砖过梁)。过梁可能有三种破坏形态:

- (1) 过梁跨中截面因受剪承载力不足而破坏;
- (2) 支座附近截面受剪承载力不足,沿灰缝产生 45° 方向的阶梯形斜裂缝不断扩展而破坏;
- (3) 过梁支座端部墙体宽度不够,引起水平灰缝的受剪承载力不足而发生支座滑动破坏。

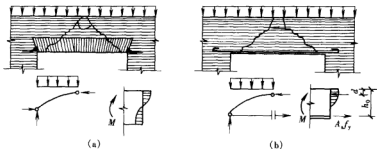


图 13-26 砖砌过梁的破坏特征

(a) 砖砌平拱; (b) 钢筋砖过梁

2. 砖砌平拱的计算

砖砌平拱受弯及受剪承载力按公式 (12-32) 及公式 (12-33), 并采用沿齿缝截面的弯曲抗拉强度或抗剪强度设计值进行计算。

3. 钢筋砖过梁的计算

(1) 受弯承载力按下式计算

$$M \leq 0.85 h_0 f_y A_s \quad (13-8)$$

式中 M ——按简支梁计算的跨中弯矩设计值, $\text{kN}\cdot\text{m}$;

f_y ——钢筋的抗拉强度设计值, N/mm^2 ;

A_s ——受拉钢筋的截面面积, mm^2 ;

h_0 ——过梁截面的有效高度, $h_0 = h - a_s$, mm ;

a_s ——受拉钢筋重心至截面下边缘的距离, mm ;

h ——过梁的截面计算高度, 取过梁底面以上的墙体高度, 但不大于 $l_n/3$; 当考虑梁、板传来的荷载时, 则按梁、板下的高度采用, mm 。

(2) 受剪承载力按式 (12-33) 计算。

4. 钢筋混凝土过梁的计算

钢筋混凝土过梁, 按钢筋混凝土受弯构件计算。验算过梁下砌体局部受压承载力时, 可不考虑上层荷载的影响。

【例 13-2】 已知某墙窗洞净宽 $l_n = 2.4\text{m}$, 墙厚 240mm , 双面粉刷, 墙体自重为 $5.24\text{kN}/\text{m}^2$, 在过梁上 0.9m 处作用楼板传来的荷载标准值 $10\text{kN}/\text{m}$ (其中活荷载 $4\text{kN}/\text{m}$), 采用 MU10 砖、M5 混合砂浆砌筑。试设计一钢筋混凝土过梁。

解 步骤如下。

1. 荷载计算

过梁截面采用 $b \times h = 240\text{mm} \times 240\text{mm}$ 。混凝土采用 C20, 纵筋用 HRB335 级, 过梁支承长度为 240mm 。

过梁上墙体高度 $h_w = 0.9\text{m} > l_n/3 = 2.4/3 = 0.8\text{m}$, 故墙体自重按 $l_n/3$ 即 0.8m 高采用。墙

体高 $h_w = 0.9\text{m} < l_n = 2.4\text{m}$, 应考虑梁、板传来的荷载。

恒载:

240mm 厚砖墙 $1.2 \times 0.8 \times 5.24 = 5.03 \text{ kN/m}$

过梁自重 $1.2 \times 0.24 \times 0.24 \times 25 = 1.73 \text{ kN/m}$

梁板传来的恒载 $1.2 \times 6 = 7.2 \text{ kN/m}$

活载:

梁板传来的活载 $1.4 \times 4 = 5.6 \text{ kN/m}$

$$P = 19.56 \text{ kN/m}$$

2. 过梁配筋计算

计算跨度 $l_0 = 1.05 l_n = 1.05 \times 2.4 = 2.52 \text{ m}$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times 19.56 \times 2.52^2 = 15.53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = \frac{1}{2} \times 19.56 \times 2.4 = 23.47 \text{ kN}$$

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{15.53 \times 10^6}{1.0 \times 9.6 \times 240 \times 205^2} = 0.16$$

查表

$$\xi = 0.178 < \xi_b = 0.55$$

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_c b h_0 \xi}{f_y} = \frac{1.0 \times 9.6 \times 240 \times 205 \times 0.178}{300} = 280.2 \text{ mm}^2$$

选用 2 号 14 ($A_s = 308 \text{ mm}^2$)。

$$0.7 f_t b h_0 = 0.7 \times 1.1 \times 240 \times 205 = 37884 \text{ N} = 37.9 \text{ kN} > 23.47 \text{ kN}$$

按构造配箍筋, 选用双肢 $\phi 6 @ 200$ 。

3. 梁端支承处砌体局部受压承载力验算

由式 (12-19) 得

$\psi = 0$ (不考虑上层荷载影响)

$f = 1.5 \text{ MPa}$, $\eta = 1.0$, $\gamma = 1.25$, $a_0 = 240 \text{ mm}$, $A_1 = a_0 b = 240 \times 240$, 则

$$\psi N_0 + N_1 = \frac{1}{2} \times 19.56 \times 2.52 = 24.65 \text{ kN}$$

$$\eta \gamma A_1 = 1.0 \times 1.25 \times 1.5 \times 240 \times 240 = 108000 \text{ N} = 108 \text{ kN} > 24.65 \text{ kN}$$

安全。

三、墙梁

由支承墙体的钢筋混凝土托梁和梁上计算高度范围内的砌体墙组成的组合构件称为墙梁。墙梁按承受荷载分类可分为承重墙梁和自承重墙梁。只承受托梁和它顶面以上墙体自重的墙梁称为非承重墙梁, 如单层厂房围护结构墙体下的基础梁; 若墙梁还承受由屋盖和楼盖传来的荷载时称为承重墙梁, 如底层为大空间的商店、上部为小开间住宅的房屋, 需设置承重墙梁。按支承条件分类可分为简支墙梁、连续墙梁和框支墙梁 (见图 13-27)。

(一) 墙梁的受力特点与破坏形态

1. 墙梁的受力特点

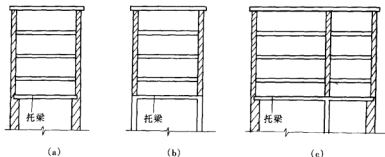


图 13-27 墙梁

(a) 简支墙梁; (b) 框支墙梁; (c) 边端墙梁

墙梁由墙和托梁组合而成。当托梁及其上墙体达到一定强度后,两者将共同工作形成墙梁组合结构。在裂缝出现前,如同钢筋混凝土和砖砌体两种材料组成的深梁。根据有限元法分析,在均布荷载作用下,其主应力轨迹线如图 13-28 所示。见图 13-28 (a),当墙体上无洞口时,主压应力指向支座,墙梁形成拱作用。见图 13-28 (c),当墙体上有偏洞口时,主压应力迹线除呈拱形指向两端支座外,在大墙肢内还存在一小拱,分别指向洞口边缘和支座。见图 13-28 (b),当洞口位于跨中时,小拱作用削弱,托梁的受力又接近于无洞口的状况。托梁在整个受力过程中相当于一个偏心受拉构件。

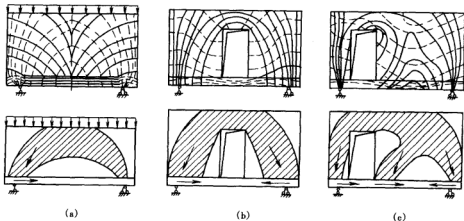


图 13-28 墙梁的受力

(a) 墙体无洞口时; (b) 洞口居中时; (c) 洞口偏开时

2. 墙梁的破坏形态

试验表明,影响墙梁承载能力的因素较多,如墙体的高跨比 (h_w/l_0)、托梁的高跨比 (h_t/l_0)、砌体强度、混凝土强度、托梁配筋率、加荷方式、开洞情况以及有无翼墙等。由于这些因素的不同,墙梁将发生下述几种破坏形态 (见图 13-29)。

(1) 弯曲破坏。当托梁配筋较少, 砌体强度较高, 且 h_w/l_0 较小时, 托梁跨中垂直裂缝穿过托梁和墙体界面而迅速上升, 最后托梁下部和上部主筋先后屈服, 沿跨中垂直截面而发生弯曲破坏, 如图 13-29 (a) 所示。

(2) 剪切破坏。当托梁配筋较多, 砌体强度相对较低, 且 $h_w/l_0 < 0.75 \sim 0.80$ 时, 在支座上方砌体中出现斜裂缝并延伸至托梁而发生剪切破坏。由于影响因素的变化, 剪切破坏又可分为:

1) 斜拉破坏。当 $h_w/l_0 < 0.5$, 砂浆强度等级较低, 剪跨比 a_0/l_0 又较大时, 主拉应力超过了沿齿缝的抗拉能力, 产生沿灰缝阶梯形上升的比较平缓的斜裂缝, 见图 13-29 (b)。这种破坏形态开裂荷载和破坏荷载比较接近, 破坏突然, 属脆性破坏。

2) 斜压破坏。当 $h_w/l_0 > 0.5$, 或剪跨比 a_0/l_0 又较小时, 由于砌体斜向抗压强度不足以抵抗主压应力而产生斜向的斜压破坏, 见图 13-29 (d)、(e), 这种破坏裂缝较多且穿过砖和灰缝, 破坏时有被压碎的砌体碎屑。裂缝倾角一般在 $55^\circ \sim 60^\circ$ 以上, 其开裂荷载和受剪承载力均较大。

3) 劈裂破坏。当集中荷载较大, 砌体强度较低时, 在支座垫板与荷载作用点的连线上, 一条或几条几乎贯穿墙体全高的斜裂缝突然出现, 延伸较长。此时, 开裂荷载和破坏荷载接近, 属于劈裂破坏形态, 如图 13-29 (c) 所示。由于没有预兆, 这种破坏是很危险的, 在工程中应予以防止。

(3) 局压破坏。当托梁较强, 砌体相对较弱, 且 $h_w/l_0 > 0.75$ 时, 在支座上方砌体中, 垂直应力集中, 当其超过砌体的局部受压强度时, 将产生局部受压破坏, 见图 13-29 (f)。

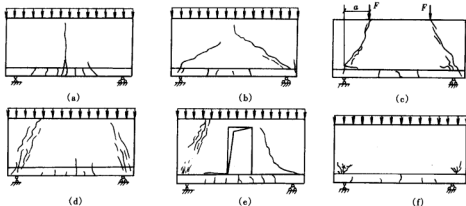


图 13-29 墙梁的破坏

(a) 弯曲破坏; (b) 斜拉破坏; (c) 劈裂破坏; (d)、(e) 斜压破坏; (f) 局压破坏

(二) 墙梁的计算

1. 墙梁计算的一般规定

进行墙梁设计时, 采用烧结普通砖和烧结多孔砖砌体及配筋砌体的墙梁应符合表 13-6 的规定。

表 13-6

墙梁的一般规定

(m)

墙梁类别	总高度	跨 度	墙 高 h/l_{01}	托梁高 h_b/l_{01}	洞 宽 b_b/l_{01}	洞 高 h_b
承重墙梁	≤ 18	≤ 9	≥ 0.4	$\geq \frac{1}{10}$	≤ 0.3	$\leq 5h_b/b$ 且 $h_w - h_b \geq 0.4m$
自承重墙梁	≤ 18	≤ 12	$\geq 1/3$	$\geq \frac{1}{15}$	≤ 0.8	

注 1. 采用混凝土小型砌块砌体的墙梁可参照使用。

2. 墙体总高度指托梁顶面到檐口的高度, 带阁楼的坡屋面应算到山尖墙 1/2 高度处。

3. h_w 为墙体计算高度; h_b 为托梁截面高度; l_{01} 为墙梁计算跨度; b_b 为洞口宽度; h_b 为洞口高度, 对窗洞取洞口至托梁顶面距离。

在墙梁设计中, 洞口设置应满足下列规定:

(1) 墙梁计算高度范围内每跨允许设置一个洞口。

(2) 承重墙梁洞口边至支座中心的距离 a_i 距边支座不应小于 $0.51l_{01}$; 距中支座不应小于 $0.07l_{01}$ (l_{01} 为墙梁相应跨的计算跨度)。

(3) 自承重墙梁, 洞口至边支座中心的距离不宜小于 $0.1l_{01}$, 门窗洞口至墙顶的距离不应小于 $0.5m$ 。

(4) 对多层房屋的墙梁, 各层洞口宜设置在相同位置, 并宜上下对齐。

2. 计算简图

墙梁的计算简图按图 13-30 采用。计算参数按下列规定取用:

(1) 墙梁计算跨度 l_0 (l_{01}), 对简支墙梁取 $1.1l_n$ ($1.1l_{n1}$) 或 l_c (l_{c1}) 的较小值, l_n (l_{n1}) 为净跨, l_c (l_{c1}) 为支座中心线距离;

(2) 墙体计算高度 h_w 取托梁顶面上一层墙体高度, 当 $h_w > l_0$ 时, 取 $h_w = l_0$ 。

(3) 墙梁跨中截面计算高度 $H_0 = h_w + 0.5h_b$ 。

(4) 翼墙计算宽度 b_f 取窗间墙宽度或横墙间距的 2/3, 且每边不大于 $3.5h$ (h 为墙体厚度) 和 $l_0/6$ 。

(5) 框架柱计算高度 $H_c = H_{en} + 0.5h_b$ (H_{en} 为框架柱的净高, 取基础顶面至托梁底面的距离)。

3. 墙梁荷载计算

(1) 使用阶段墙梁上的荷载。

1) 承重墙梁: ①托梁顶面的荷载设计值 Q_1 、 F_1 取托梁自重及本层楼盖的恒荷载和活荷载。②墙梁顶面的荷载设计值 Q_2 , 取托梁以上各层墙体自重以及墙梁顶面以上各层楼(屋)盖的恒荷载和活荷载; 集中荷载可沿作用的跨度近似化为均布荷载。

2) 自承重墙梁: 墙梁顶面的荷载设计值 Q_2 , 取托梁自重及托梁以上墙体自重。

(2) 施工阶段托梁上的荷载。

1) 托梁自重及本层楼盖的恒荷载。

2) 本层楼盖的施工荷载。

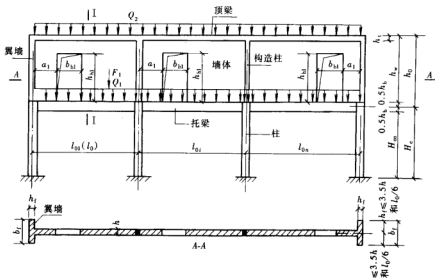


图 13-30 墙梁的计算简图

3) 墙体自重, 可取高度为 $l_{0max}/3$ 的墙体自重 (l_{0max} 为各计算跨度的最大值), 开洞时尚应按洞顶以下实际分布的墙体自重复核。

4. 墙梁的承载力计算

考虑托梁与墙体的组合作用, 墙梁应分别进行使用阶段正截面受弯承载力和斜截面受剪承载力的计算、墙体受剪承载力和托梁支座上部砌体局部受压承载力计算, 以及施工阶段托梁承载力验算。自承重墙梁可不验算墙体受剪承载力和砌体局部受压承载力。

(三) 墙梁的构造要求

为了使托梁与墙体具有良好的共同工作性能, 墙梁除满足表 13-6 的一般规定和承载力计算外, 尚应符合下列构造要求。

1. 材料

- (1) 托梁的混凝土强度等级不应低于 C30。
- (2) 纵向钢筋宜采用 HRB335、HRB400 或 RRB400 级钢筋。
- (3) 承重墙梁的块材强度等级不应低于 MU10, 计算高度范围内墙体的砂浆强度等级不应低于 M10。

2. 墙体

- (1) 设有承重的简支墙梁房屋, 应满足刚性方案房屋的要求。
- (2) 墙梁的计算高度范围内的墙体厚度, 对砖砌体不应小于 240mm, 对混凝土砌块不应小于 190mm。
- (3) 墙梁洞口上方应设置混凝土过梁, 其支承长度不应小于 240mm, 洞口范围内不应施加集中荷载。

(4) 承重墙梁的支座处应设置落地翼墙。翼墙厚度,对砖砌体不应小于 240mm,对混凝土砌块砌体不应小于 190mm;翼墙宽度不应小于墙梁墙体厚度的 3 倍,并应与墙梁墙体同时砌筑。当不能设置翼墙时,应设置落地且上、下贯通的构造柱。

(5) 当墙梁墙体在靠近支座 $1/3$ 跨度范围内开洞时,支座处应设置落地且上、下贯通的构造柱,并应与每层圈梁连接。

(6) 墙梁计算高度范围内的墙体,每天可砌高度不应超过 1.5m,否则,应加设临时支撑。

3. 托梁

(1) 有墙梁的房屋的特梁两边各一个开间及相邻开间处应采用现浇混凝土楼盖,楼板厚度不宜小于 120mm。当楼板厚度大于 150mm 时,宜采用双层双向钢筋网;楼板上应少开洞,洞口尺寸大于 800mm 时应设洞边梁。

(2) 托梁每跨底部的纵向受力钢筋应通长设置,不得在跨中段弯起或截断。钢筋拉长应采用机械连接或焊接。

(3) 墙梁的特梁跨中截面纵向受力钢筋总配筋率不应小于 0.6%。

(4) 托梁距边支座边 $l_0/4$ 范围内,上部纵向钢筋面积不应小于跨中下部纵向钢筋面积的 $1/3$ 。

(5) 承重墙梁的特梁在砌体墙、柱上的支承长度不应小于 350mm。纵向按力钢筋伸入支座应符合受拉钢筋的锚固要求。

(6) 当托梁高度 $h_b \geq 500\text{mm}$ 时,应沿梁高设置通长水平腰筋,直径不应小于 12mm,间距不应大于 200mm。

(7) 墙梁偏开洞口的宽度及两侧各一个梁高 h_b 范围内直至靠近洞口的支座边的托梁箍筋直径不宜小于 8mm,间距不应大于 100mm。

四、挑梁

挑梁是一种在砌体结构房屋中常用的钢筋混凝土构件,其一端嵌入墙内,一端挑出墙外,如常见的挑檐、阳台、雨篷、悬挑楼梯等。

(一) 挑梁的受力特点

如图 13-31 所示,在砌体上荷载作用下,挑梁的上、下界面上存在着压应力;在外荷载 F 作用下,挑梁在 A 处的上、下界面上分别产生拉、压应力。随着荷载增加,在挑梁 A 处的上界面将出现水平裂缝,与上部砌体脱开。继续加载,在挑梁尾部 B 处的下表面,也出现水平裂缝,与下部砌体脱开。最终挑梁可能发生下述三种破坏形态:

- (1) 挑梁倾覆破坏。抗倾覆力矩小于倾覆力矩而产生倾覆破坏,见图 13-31 (a)。
- (2) 挑梁下砌体局部受压破坏,见图 13-31 (b)。
- (3) 挑梁本身正截面受弯破坏或斜截面受剪破坏。

(二) 挑梁的计算

1. 挑梁抗倾覆验算

砌体墙中钢筋混凝土挑梁的抗倾覆应按下式验算

$$M_{ov} \leq M_t \quad (13-9)$$

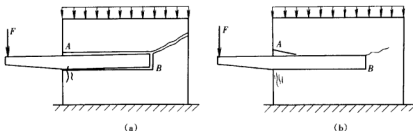


图 13-31 挑梁破坏形态
(a) 倾覆破坏; (b) 局部受压破坏

$$M_r = 0.8 G_r (l_2 - x_0) \quad (13-10)$$

式中 M_{ov} ——挑梁的荷载设计值对计算倾覆点产生的倾覆力矩, $\text{kN}\cdot\text{m}$;

M_r ——挑梁的抗倾覆力矩设计值, $\text{kN}\cdot\text{m}$;

G_r ——挑梁的抗倾覆荷载, 为挑梁尾端上部 45° 扩展角的阴影范围 (其水平长度为 l_3) 内本层的砌体与楼面恒荷载标准值之和 (见图 13-32), N ;

l_2 —— G_r 作用点至墙外边缘的距离, mm ;

x_0 ——计算倾覆点至墙外边缘的距离, mm 。

x_0 按下列规定采用

$$x_0 = 0.3h_b \quad (\text{当 } l_1 \geq 2.2h_b \text{ 时}) \quad (13-11)$$

且不大于 $0.13l_1$ 。

$$x_0 = 0.13l_1 \quad (\text{当 } l_1 < 2.2h_b \text{ 时}) \quad (13-12)$$

式中 l_1 ——挑梁埋入砌体墙中的长度, mm ;

h_b ——挑梁的截面高度, mm 。

2. 挑梁下砌体局部受压承载力验算

挑梁下砌体局部受压承载力, 可按下式验算

$$N_l \leq \eta \gamma A_l \quad (13-13)$$

$$A_l = 1.2bh_b \quad (13-14)$$

式中 N_l ——挑梁下的支承压力, 可取 $N_l = 2R$ (R 为挑梁的倾覆荷载设计值), kN ;

η ——梁端底面压应力图形的完整系数, 可取 0.7;

γ ——砌体局部抗压强度提高系数, 对图 13-33 (a) 可取 1.25, 对图 13-33 (b) 可取 1.5;

A_l ——挑梁下砌体局部受压面积, mm^2 ;

b ——挑梁的截面宽度, mm ;

h_b ——挑梁的截面高度, mm 。

3. 挑梁承载力计算

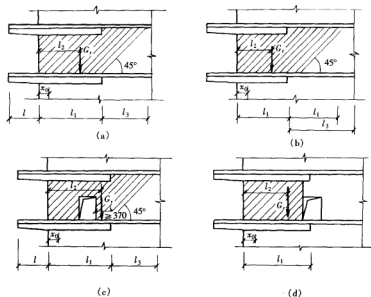


图 13-32 挑梁的抗倾覆荷载

(a) $l_3 < l_1$; (b) $l_3 > l_1$; (c) 洞口在 l_1 之内; (d) 洞口在 l_1 之外

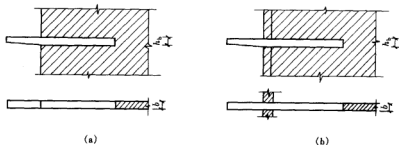


图 13-33 挑梁下砌体局部受压

(a) 挑梁支承在一字墙; (b) 挑梁支承在丁字墙

挑梁承受的最大弯矩 M_{\max} 在接近 x_0 处, 最大剪力 V_{\max} 在墙边, 则

$$M_{\max} = M_0 \quad (13-15)$$

$$V_{\max} = V_0 \quad (13-16)$$

式中 M_{\max} ——挑梁的最大弯矩设计值, $\text{kN}\cdot\text{m}$;

V_{\max} ——挑梁的最大剪力设计值, kN ;

V_0 ——挑梁的荷载设计值在挑梁墙外边缘处截面产生的剪力, kN 。

4. 雨篷等悬挑构件抗倾覆验算

雨篷等悬挑构件仍可按式 (13-9)、式 (13-10)、式 (13-12) 进行抗倾覆验算, 其抗倾覆荷载 G_r 按图 13-34 采用, 图中 G_r 距墙外边缘的距离为 $l_2 = l_1/2$, $l_3 = l_0/2$ 。

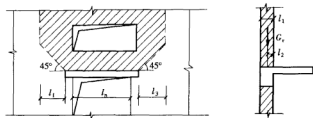


图 13-34 雨篷的抗倾覆荷载

(三) 挑梁的构造要求

挑梁设计除应符合国家现行《混凝土结构设计规范》有关规定外, 尚应满足下列要求:

(1) 纵向受力钢筋至少应有 1/2 的钢筋面积伸入梁尾端, 且不少于 $2\phi 12$ 。其余钢筋伸入支座的长度不应小于 $2l_1/3$;

(2) 挑梁埋入砌体长度 l_1 与挑出长度 l 之比宜大于 1.2, 当挑梁上无砌体时, l_1 与 l 之比宜大于 2。

第六节 墙体的构造要求

一、墙体的一般构造要求

设计砌体结构房屋时, 除进行墙、柱的承载力计算和高厚比的验算外, 尚应满足下列墙、柱的一般构造要求。

(1) 五层及五层以上房屋的墙, 以及受震动或层高大于 6m 的墙、柱所用材料的最低强度等级, 应符合下列要求:

- 1) 砖采用 MU10;
- 2) 砌块采用 MU7.5;
- 3) 石材采用 MU30;
- 4) 砂浆采用 M5。

对安全等级为一级或设计使用年限大于 50 年的房屋, 墙、柱所用材料的最低强度等级应至少提高一级。

(2) 地面以下或防潮层以下的砌体, 潮湿房间的墙, 所用材料的最低强度等级应符合表 13-7 的要求。

(3) 承重的独立砖柱截面尺寸不应小于 $240\text{mm} \times 370\text{mm}$ 。

(4) 跨度大于 6m 的屋架和跨度大于下列数值的梁, 应在支承处砌体上设置混凝土或钢筋混凝土垫块; 当墙中设有圈梁时, 垫块与圈梁宜浇成整体。

- 1) 对砖砌体为 4.8m;

表 13-7 地面以下或防潮层以下的砌体、潮湿房间墙所用材料的最低强度等级

基土的潮湿程度	烧结普通砖、蒸压灰砂砖		混凝土砌块	石 材	水泥砂浆
	严寒地区	一般地区			
稍潮湿的	MU10	MU10	MU7.5	MU30	M5
很潮湿的	MU15	MU10	MU7.5	MU30	M7.5
含水饱和的	MU20	MU15	MU10	MU40	M10

注 1. 在冻胀地区, 地面以下或防潮层以下的砌体, 不宜采用多孔砖, 如采用时, 其孔洞应用水泥砂浆灌实, 当采用混凝土砌块砌体时, 其孔洞应采用强度等级不低于 C30 的混凝土灌实。

2. 对安全等级为一或设计使用年限大于 50 年的房屋, 表中材料强度应至少提高一级。

2) 对砌块和料石砌体为 4.2m;

3) 对毛石砌体为 3.9m。

(5) 跨度大于或等于下列数值的梁, 其支承处宜加设壁柱或采取其他加强措施:

1) 对 240mm 厚的砖墙为 6m, 对 180mm 厚的砖墙为 4.8m;

2) 对砌块、料石墙为 4.8m。

(6) 预制钢筋混凝土板的支承长度, 在墙上不宜小于 100mm; 在钢筋混凝土圈梁上不宜小于 80mm; 当利用板端伸出钢筋拉结和混凝土灌缝时, 其支承长度可为 40mm, 但板端缝宽不小于 80mm, 灌缝混凝土不宜低于 C20。

(7) 支承在墙、柱上的吊车梁、屋架及跨度不小于 9m (支承在砖砌体) 或 7.2m (支承在砌块和料石砌体上) 的预制梁端部, 应采用锚固件与墙、柱上的垫块锚固。

(8) 填充墙、隔墙应分别采取措施与周边构件可靠连接。

(9) 山墙处的壁柱宜砌至山墙顶部, 屋面构件应与山墙可靠拉结。

(10) 砌块砌体应分皮错缝搭砌。上下皮搭砌长度不得小于 90mm。当搭砌长度不满足上述要求时, 应在水平灰缝内设置不少于 2 ϕ 4 的焊接钢筋网片 (横向钢筋的间距不宜大于 200mm)。网片每端均应超过该垂直缝, 其长度不得小于 300mm。

(11) 砌体墙与后砌隔墙交接处, 应沿墙高每 400mm 在水平灰缝内设置不少于 2 ϕ 4、横筋间距不大于 200mm 的焊接钢筋网片 (见图 13-35)。

(12) 混凝土砌块房屋, 宜将纵横墙交接处, 距墙中心线每边不小于 300mm 范围内的孔洞, 采用不低于 C30 的灌孔混凝土灌实, 灌实高度为墙身全高。

(13) 混凝土砌块墙体的下列部位, 如未设圈梁或混凝土垫块, 应采用不低于 C30 的灌孔混凝土将孔洞灌实:

1) 搁棚、檩条和钢筋混凝土楼板的支承面下, 高度不应小于 200mm 的砌体;

2) 屋架、梁等构件的支承面下, 高度不应小于 600mm, 长度不应小于 600mm 的砌体;

3) 挑梁支承面下, 距墙中心线每边不小于 300mm, 高度不应小于 600mm 的砌体。

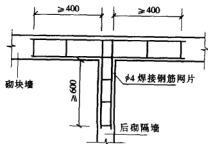


图 13-35 后砌隔墙与砌块墙的连接

(14) 在砌体中留槽洞及埋设管道时,应符合下列规定:

- 1) 不应在截面长边小于 500mm 承重墙、独立柱内埋设管线;
- 2) 不宜在墙体中穿行暗线或预留、开凿沟槽,无法避免时应采取必要的加强措施或按削弱后的截面验算墙体的承载力。

二、防止或减轻墙体开裂的主要措施

(1) 为防止或减轻房屋在正常使用条件下,由温度和砌体干缩变形引起墙体竖向裂缝,应在墙体中设置伸缩缝。伸缩缝应设在因温度和收缩变形可能引起应力集中、砌体产生裂缝可能性最大的地方。伸缩缝的间距可按表 13-8 采用。

表 13-8 砌体房屋伸缩缝的最大间距 (m)

屋 盖 或 楼 盖 类 别	间 距
整体式或装配整体式钢筋混凝土结构	有保温层或隔热层的屋盖、楼盖
	无保温层或隔热层的屋盖
装配式无檩体系钢筋混凝土结构	有保温层或隔热层的屋盖、楼盖
	无保温层或隔热层的屋盖
装配式有檩体系钢筋混凝土结构	有保温层或隔热层的屋盖
	无保温层或隔热层的屋盖
瓦材屋盖、木屋盖或楼盖、砖石屋盖或楼盖	100

注 1. 对烧结普通砖、多孔砖、配筋砌块砌体房屋取表中数值,对石砌体、蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖和混凝土砌块房屋取表中数值乘以 0.8。当有实践经验并采取有效措施时,可不遵守本表规定。

2. 钢筋混凝土屋面上挂瓦的屋盖应按钢筋混凝土屋盖采用。

3. 按本表设置的墙体伸缩缝,一般不能同时防止由于钢筋混凝土屋盖的温度变形和砌体干缩变形引起的墙体局部裂缝。

4. 屋高大于 5m 的烧结普通砖、多孔砖、配筋砌块砌体结构单层房屋,其伸缩缝间距可按表中数值乘以 1.3。

5. 温差较大且变化频繁地区和严寒地区不采暖的房屋及构筑物墙体的伸缩缝的最大间距,应按表中数值予以适当减少。

6. 墙体的伸缩缝应与结构的其他变形缝相重合,在进行立面处理时,必须保证缝腋的伸缩作用。

(2) 为防止或减轻房屋顶层墙体的裂缝,可根据具体情况采取下列措施:

- 1) 屋面应设置有效的保温、隔热层;
- 2) 屋面保温(隔热)层或屋面刚性面层及砂浆找平层应设置分隔缝,分隔缝间距不宜大于 6m,并与女儿墙隔开,其缝宽不小于 30mm;

3) 采用装配式有檩体系钢筋混凝土屋盖和瓦材屋盖;

4) 在钢筋混凝土屋面板与墙体圈梁的接触面处设置水平滑动层,滑动层可采用两层油毡夹滑石粉或橡胶片等;对于长纵墙,可只在其两端的 2~3 个开间内设置,对于横墙可只在其两端各 1/4 范围内设置(1 为横墙长度);

5) 顶层屋面板下设置现浇钢筋混凝土圈梁,并沿内外墙拉通,房屋两端圈梁下的墙体应适当设置水平钢筋;

6) 顶层挑梁末端下墙体灰缝内设置 3 道焊接钢筋网片(纵向钢筋不宜少于 2 ϕ 4, 横筋间距不宜大于 200mm)或 2 ϕ 6 钢筋,钢筋网片或钢筋应自挑梁末端伸入两边墙体不小于 1 m

(见图 13-36);

7) 顶层墙体有门窗等洞口时, 在过梁上的水平灰缝内设置 2~3 道焊接钢筋网片或 2 ϕ 6 钢筋, 并应伸入过梁两端墙内不小于 600mm;

8) 顶层及女儿墙砂浆强度等级不低于 M5;

9) 女儿墙应设置构造柱, 构造柱间距不宜大于 4m, 构造柱应伸至女儿墙顶并与现浇钢筋混凝土压顶整浇在一起;

10) 房屋顶层端部墙体内适当增设构造柱。

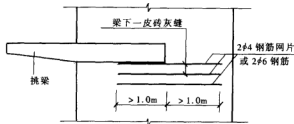


图 13-36 顶层挑梁下钢筋设置

(3) 为防止或减轻房屋底层墙体的裂缝, 可根据情况采取下列措施:

1) 增大基础圈梁的刚度;

2) 在底层的窗台下墙体灰缝内设置 3 道焊接钢筋网片或 2 ϕ 6 钢筋, 并伸入两边窗间墙内不小于 600mm;

3) 采用钢筋混凝土窗台板, 窗台板嵌入窗间墙内不小于 600mm。

(4) 墙体转角处和纵横墙交接处宜沿竖向每隔 400~500mm 设拉结钢筋, 其数量为每 120mm 墙厚不少于 1 ϕ 6 或焊接钢筋网片, 埋入长度从墙的转角或交接处算起, 每边不小于 600mm。

(5) 为防止或减轻混凝土砌体房屋顶层两端和底层第一、第二开间门窗洞处的裂缝, 可采取下列措施:

1) 在门窗洞口两侧不少于一个孔洞中设置不小于 1 ϕ 12 的钢筋, 钢筋应在楼层圈梁或基础锚固, 并采用不低于 Cb20 灌孔混凝土灌实;

2) 在门窗洞口两边的墙体的水平灰缝中, 设置长度不小于 900mm、竖向间距为 400mm 的 2 ϕ 4 焊接钢筋网片;

3) 在顶层和底层设置通长钢筋混凝土窗台梁, 窗台梁的高度宜为块高的模数, 纵筋不少于 4 ϕ 10、箍筋 ϕ 6@200, Cb20 混凝土。

(6) 当房屋刚度较大时, 可在窗台下或窗台角处墙体内设置竖向控制缝。在墙体高度或厚度突然变化处也宜设置竖向控制缝, 或采取其他可靠的防裂措施。竖向控制缝的构造和嵌缝材料应能满足墙体平面外传力和保护的要求。

(7) 对防裂要求较高的墙体, 可根据情况采取专门措施。

本章小结

(1) 混合结构房屋是指主要承重构件由不同材料组成的房屋。其结构布置方案可分为纵墙承重方案、横墙承重方案、纵横墙承重方案和内框架承重方案。

(2) 房屋的空间工作性能, 依据屋盖水平刚度和横墙间距的大小分为刚性方案、刚弹性方案和弹性方案。

(3) 高厚比的验算是保证砌体结构在施工阶段和使用阶段稳定性的一项构造措施, 包括: ①一般墙、柱的高厚比验算; ②带壁柱墙高厚比验算 (整片墙高厚比验算和壁柱间墙高厚比验算); ③带构造柱墙高厚比验算 (整片墙高厚比验算和构造柱间墙高厚比验算)。

(4) 刚性方案房屋的计算:

1) 单层刚性方案房屋承重纵墙: 墙、柱上端视为不动铰支座, 下端在基础顶面处固接, 在荷载作用下的内力按结构力学方法确定; 验算截面可取内力较大处 (柱顶、柱底) 或截面较小处 (窗口上、下部)。

2) 多层刚性方案房屋承重纵墙: 在竖向荷载作用下, 视为一竖向连续梁, 按简支构件计算内力。每层墙可取两个控制截面: 梁 (板) 底截面 I - I 和梁 (板) 底稍上截面 II - II。

(5) 弹性方案房屋按有侧移的平面排架进行内力分析。

(6) 刚弹性方案房屋按考虑空间工作的平面排架计算。

(7) 圈梁可增强房屋的整体刚度, 防止由于地基不均匀沉降或较大振动荷载等对房屋引起的不利影响, 因此, 应按规定设置圈梁。

(8) 常用的过梁有钢筋混凝土过梁、钢筋砖过梁和砖砌平拱等。作用在过梁上的荷载有墙体荷载和梁、板荷载, 应按规范规定分别采用 (过梁的计算应视过梁的工作特性和破坏特征分别进行计算)。

(9) 墙梁按承重荷载分类可分为承重墙梁和自承重墙梁; 按支承条件分类可分为简支墙梁、连续墙梁和框支墙梁。墙梁设计应满足一般规定要求及相应的构造要求。

(10) 根据挑梁的受力特点和破坏形态, 应进行抗倾覆验算、挑梁下砌体局部受压承载力验算和挑梁承载力计算。

(11) 设计砌体结构房屋时, 除进行墙、柱的承载力计算和高厚比的验算外, 尚应满足墙、柱的一般构造要求, 以保证结构的耐久性、整体性和空间刚度。

(12) 引起墙体开裂的主要因素是温度收缩变形和地基的不均匀沉降。为防止和减轻墙体开裂, 除在墙体的适当部位设置伸缩缝外, 还可根据房屋的实际情况采取相应的措施。

思考题

1. 混合结构房屋的结构布置方案可分为哪几种? 各自有什么特点?
2. 混合结构房屋的静力计算有哪几种方案? 如何确定房屋的静力计算方案?
3. 为什么要进行墙、柱高厚比的验算? 如何进行验算?

4. 绘出在竖向荷载作用下单层及多层刚性方案房屋的计算简图。
5. 简述弹性方案及刚性方案房屋的计算要点。
6. 简述圈梁的作用及构造要求。
7. 过梁上的荷载应如何进行计算?
8. 墙梁有哪几种破坏形态? 其特点如何?
9. 挑梁有哪几种破坏可能?
10. 挑梁的抗倾覆荷载如何取值?
11. 引起墙体开裂的主要因素是什么?
12. 为防止或减轻房屋顶层墙体的裂缝, 可采取什么措施?

习 题

1. 某无吊车的单层厂房, 采用 I 类屋盖体系, 如图 13-37 所示, 墙体采用 MU10 砖, M7.5 砂浆砌筑, 层高 5.4m, 试验算外纵墙和山墙的高厚比。

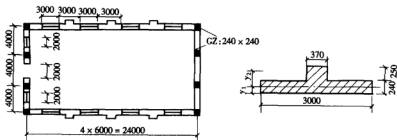


图 13-37 无吊车单层厂房

2. 已知过梁净跨 $l_n = 3.4\text{m}$, 墙厚 240mm, 双面粉刷, 过梁上墙体高度 1.2m, 承受梁板荷载 14kN/m (其中活荷载 6kN/m)。墙体采用 MU10 砖, M5 混合砂浆, 试设计一钢筋混凝土过梁。

附录

附表 1

混凝土强度标准值

(N/mm²)

强度 种类	符号	混凝土强度等级													
		C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
轴心抗压	f_a	10.0	13.4	16.7	20.1	23.4	26.8	29.6	32.4	35.5	38.5	41.5	44.5	47.4	50.2
轴心抗拉	f_a	1.27	1.54	1.78	2.01	2.20	2.40	2.51	2.65	2.74	2.85	2.93	3.00	3.05	3.10

附表 2

混凝土强度设计值

(N/mm²)

强度 种类	符号	混凝土强度等级													
		C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
轴心抗压	f_c	7.2	9.6	11.9	14.3	16.7	19.1	21.2	23.1	25.3	27.5	29.7	31.8	33.8	35.9
轴心抗拉	f_t	0.91	1.10	1.27	1.43	1.57	1.71	1.80	1.89	1.96	2.04	2.09	2.14	2.18	2.22

注 1. 计算现浇钢筋混凝土轴心受压及偏心受压构件时, 如截面的长边或直径小于 300mm, 则表中混凝土的强度设计值应乘以系数 0.8; 当构件质量 (如混凝土成型、截面和轴线尺寸等) 确有保证时, 可不受此限制;

2. 离心混凝土的强度设计值应按有关专门规定取用。

附表 3

混凝土弹性模量 E_c ($\times 10^4$)(N/mm²)

混凝土强度等级	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
E_c	2.20	2.55	2.80	3.00	3.15	3.25	3.35	3.45	3.55	3.60	3.65	3.70	3.75	3.80

附表 4

普通钢筋强度标准值

(N/mm²)

种 类		符 号	d (mm)	f_{sk}
热轧钢筋	HPB235 (Q235)	Φ	8 ~ 20	235
	HRB335 (20MnSi)	Φ	6 ~ 50	335
	HRB400 (20MnSiV, 20MnSiNi, 20MnTi)	Φ	6 ~ 50	400
	RRB400 (20MnSi)	Φ^R	8 ~ 40	400

附表 5

普通钢筋强度设计值

(N/mm²)

种 类		符 号	f_y	f'_y
热轧钢筋	HPB235 (Q235)	Φ	210	210
	HRB335 (20MnSi)	Φ	300	300
	HRB 400 (20MnSiV, 20MnSiNi, 20MnTi)	Φ	360	360
	RRB400 (20MnSi)	Φ^R	360	360

注 1. 在钢筋混凝土结构中, 轴心受拉和小偏心受拉的钢筋抗拉强度设计值大于 300N/mm² 时, 仍应按 300N/mm² 时取用。

2. 构件中配有不同种类的钢筋时, 每种钢筋采用各自的强度设计值。

附表 6

预应力钢筋强度标准值

(N/mm²)

种 类	符 号	d (mm)	f_k
钢绞线	Φ^3	8.6、10.8	1860、1720、1570
		12.9	1720、1570
		9.5、11.1、12.7	1860
		15.2	1860、1720
消除应力钢丝	光面钢丝	Φ^P	4、5
			1770、1670、1570
	螺旋肋钢丝	Φ^H	6
			1670、1570
热处理钢筋	Φ^{HT}	刻痕钢丝	7、8、9
			1670、1570
		5、7	1570
热处理钢筋	Φ^{HT}	48Si2Mn	6
		48Si2Mn	8.2
		45Si2Cr	10
			1470

注 1. 钢绞线直径 d 是指钢绞线外接圆直径, 即 GB5224—1995《预应力混凝土用钢绞线》中的公称直径 D_g ; 钢丝和热处理钢筋直径 d 均指公称直径。

2. 消除应力光面钢丝直径 d 为 4~9mm, 消除应力螺旋肋钢丝直径 d 为 4~8mm。

附表 7

预应力钢筋强度设计值

(N/mm²)

种 类		符 号	f_{pk}	f_p	f'_p
钢绞线	1 × 3	Φ ⁵	1860	1320	390
			1720	1220	
			1570	1110	
	1 × 7	1860	1320	390	
		1720	1220		
消除应力钢丝	光面钢丝 螺旋肋钢丝	Φ ^P	1770	1250	410
		Φ ^H	1670	1180	
		1570	1110		
	刻痕钢丝	Φ ^I	1570	1110	410
热处理钢筋	48Si2Mn	Φ ^{HT}	1470	1040	400
	48Si2Mn				
	45Si2Cr				

注 当预应力钢绞线、钢丝的强度标准值不符合附表 7 的规定时, 其强度设计值应进行换算。

附表 8

钢筋弹性模量

(N/mm²)

种 类	E_s
HPB235 级钢筋	2.1×10^5
HRB335 级钢筋、HRB400 级钢筋、RRB400 级钢筋、热处理钢筋	2.0×10^5
消除应力钢丝、螺旋肋钢丝、刻痕钢丝	2.05×10^5
钢绞线	1.95×10^5

注 必要时钢绞线可采用实测的弹性模量。

附表 9

普通钢筋疲劳应力幅限值

(N/mm²)

疲劳应力比值	Δf^t		
	HPB335 级钢筋	HRB335 级钢筋	HRB400 级钢筋
$-1.0 \leq \rho_f^t < -0.6$	160		
$-0.6 \leq \rho_f^t < -0.4$	155		
$-0.4 \leq \rho_f^t < 0$	150		
$0 \leq \rho_f^t < 0.1$	145	165	165
$0.1 \leq \rho_f^t < 0.2$	140	155	155
$0.2 \leq \rho_f^t < 0.3$	130	150	150
$0.3 \leq \rho_f^t < 0.4$	120	135	145
$0.4 \leq \rho_f^t < 0.5$	105	125	130
$0.5 \leq \rho_f^t < 0.6$		105	115
$0.6 \leq \rho_f^t < 0.7$		85	95
$0.7 \leq \rho_f^t < 0.8$		65	70
$0.8 \leq \rho_f^t < 0.9$		40	45

注 1. 当纵向受拉钢筋采用闪光接触对焊接头, 其接头处钢筋疲劳应力幅限值应按表中数值乘以系数 0.8 取用。

2. HRB400 级钢筋应经试验后, 方可用于需作疲劳验算的构件。

附表 10

纵向受力钢筋的混凝土保护层最小厚度

环境类别		板、墙、壳			梁			柱		
		$\leq C20$	C25 ~ C45	$\geq C50$	$\leq C20$	C25 ~ C45	$\geq C50$	$\leq C20$	C25 ~ C45	$\geq C50$
—		20	15	15	30	25	25	30	30	30
二	a	—	20	20	—	30	30	—	30	30
	b	—	25	20	—	35	30	—	35	30
三		—	30	25	—	40	35	—	40	35

注 1. 基础中纵向受力钢筋的混凝土保护层厚度不应小于 40mm, 当无垫层时不应小于 70mm。

2. 处于一类环境且由工厂生产的预制构件, 当混凝土强度等级不低于 C20 时, 其保护层厚度可按表中规定减少 5mm, 但预应力钢筋的保护层厚度不应小于 15mm; 处于二类环境且由工厂生产的预制构件, 当表面采用有效保护措施时, 保护层厚度可按本表中一类环境数值取用。

3. 预应力钢筋混凝土受弯构件钢筋端头的保护层厚度不应小于 10mm; 预制肋形板主肋钢筋的保护层厚度应按梁的数值取用。

4. 板、墙、壳中分布钢筋的保护层厚度不应小于 10mm; 梁、柱中箍筋和构造钢筋的保护层厚度不应小于 15mm。

5. 当梁、柱纵向受力钢筋的混凝土保护层厚度大于 40mm 时, 应对保护层采取有效的防裂构造措施。处于二、三类环境中的悬臂板, 其上表面应采取有效保护措施。

6. 有防火要求的建筑物, 其保护层厚度尚应符合国家现行有关防火规范的规定。处于四、五类环境中的建筑物, 其保护层厚度尚应符合国家现行有关防火规范的规定。

附表 11

纵向受拉钢筋搭接长度修正系数

纵向钢筋搭接接头面积百分率系数 (%)	≤ 25	50	100
ξ	1.2	1.4	1.6

注 构件中的纵向受压钢筋, 当采用搭接连接时, 其受压搭接长度不应小于本表中纵向受拉钢筋搭接长度的 0.7 倍, 且在任何情况下不应小于 200mm。

附表 12

钢筋的外形系数

钢筋类型	光面钢筋	带肋钢筋	刻痕钢丝	螺旋肋钢丝	三股钢绞线	七股钢绞线
α	0.16	0.14	0.19	0.13	0.16	0.17

注 光面钢筋是指 HPB235 级钢筋, 其末端应做 180° 弯钩, 弯后平直长度不应小于 $3d$, 但作受压钢筋时可不做弯钩; 带肋钢筋是指 HRB335、HRB400 级钢筋及 RRB400 级余热处理钢筋。

附表 13

受弯构件的挠度限值

构件类型	挠度限值
吊车梁: 手动吊车	$l_0/500$
电动吊车	$l_0/600$
屋盖、楼盖及楼梯构件:	
当 $l_0 < 7\text{m}$ 时	$l_0/200$ ($l_0/250$)
当 $7\text{m} \leq l_0 \leq 9\text{m}$ 时	$l_0/250$ ($l_0/300$)
当 $l_0 > 9\text{m}$ 时	$l_0/300$ ($l_0/400$)

- 注 1. 表中“ l_0 ”为构件的计算跨度。
 2. 表中括号内的数值适用于使用上对挠度有较高要求的构件。
 3. 如果构件制作时预先起拱, 且使用上也允许, 则在验算挠度时, 可将计算所得的挠度值减去起拱值; 对预应力混凝土构件, 尚可减去预加力所产生的反拱值。
 4. 计算悬臂构件的挠度限值时, 其计算跨度 l_0 按实际悬臂长度的两倍取用。

附表 14

结构构件的裂缝控制等级及最大裂缝宽度限值

环境类别	钢筋混凝土结构		预应力混凝土结构	
	裂缝控制等级	ω_{lim} (mm)	裂缝控制等级	ω_{lim} (mm)
—	—	0.3 (0.4)	—	0.2
二	三	0.2	—	—
三	三	0.2	—	—

- 注 1. 表中的规定适用于采用热轧钢筋的钢筋混凝土构件和采用预应力钢丝、钢绞线及热处理钢筋的预应力混凝土构件; 当采用其他类别的钢丝或钢筋时, 其裂缝控制要求可参照专门规范确定。
 2. 处于年平均相对湿度小于 60% 地区一类环境下的受弯构件, 其最大裂缝宽度可采用括号内数值。
 3. 在一类环境下, 对于钢筋混凝土屋架、托架及需作疲劳验算的吊车梁, 其最大裂缝宽度限值应取为 0.2mm; 对于钢筋混凝土屋面梁、托架, 其最大裂缝宽度限值应取为 0.3mm。
 4. 在一类环境条件下, 对于预应力混凝土屋面梁、托架、屋架、托架、屋面板和楼板, 应按二级裂缝控制等级进行验算; 在一类和二类环境条件下, 对需作疲劳验算的预应力混凝土吊车梁, 应按一级裂缝控制等级进行验算。
 5. 表中规定的预应力混凝土构件的裂缝控制等级和最大裂缝宽度限值仅适用于正截面的验算; 预应力混凝土构件的斜截面裂缝控制验算应符合本规范第八章的要求。
 6. 对于烟囱、筒仓和处于液体压力下的结构构件, 其裂缝控制要求应符合专门规范的有关规定。
 7. 对于处于四、五类环境条件下的结构构件, 其裂缝控制要求应符合专门规范的有关规定。
 8. 表中最大裂缝宽度限值用于验算荷载作用引起的最大裂缝宽度。

附表 15 钢筋混凝土矩形截面受弯构件正截面承载力计算系数表

ξ	γ_s	α	ξ	γ_s	α_s
0.01	0.995	0.010	0.33	0.835	0.275
0.02	0.990	0.020	0.34	0.830	0.282
0.03	0.985	0.030	0.35	0.825	0.289
0.04	0.980	0.039	0.36	0.820	0.295
0.05	0.975	0.048	0.37	0.815	0.301
0.06	0.970	0.058	0.38	0.810	0.309
0.07	0.965	0.067	0.39	0.805	0.314
0.08	0.960	0.077	0.40	0.800	0.320
0.09	0.955	0.085	0.41	0.793	0.326
0.10	0.950	0.095	0.42	0.790	0.332
0.11	0.945	0.104	0.43	0.785	0.337
0.12	0.940	0.113	0.44	0.780	0.343
0.13	0.935	0.121	0.45	0.775	0.349
0.14	0.930	0.130	0.46	0.770	0.354
0.15	0.925	0.139	0.47	0.765	0.359
0.16	0.920	0.147	0.48	0.760	0.365
0.17	0.915	0.155	0.49	0.755	0.370
0.18	0.910	0.164	0.50	0.750	0.375
0.19	0.905	0.172	0.51	0.745	0.380
0.20	0.900	0.180	0.52	0.740	0.385
0.21	0.895	0.188	0.528	0.736	0.389
0.22	0.890	0.196	0.53	0.735	0.390
0.23	0.885	0.203	0.54	0.730	0.394
0.24	0.880	0.211	0.544	0.728	0.396
0.25	0.875	0.219	0.55	0.725	0.400
0.26	0.870	0.226	0.556	0.722	0.401
0.27	0.865	0.234	0.56	0.720	0.403
0.28	0.860	0.241	0.57	0.715	0.408
0.29	0.855	0.248	0.58	0.710	0.412
0.30	0.850	0.255	0.59	0.705	0.416
0.31	0.845	0.262	0.60	0.700	0.420
0.32	0.840	0.269	0.614	0.693	0.426

附表 16 钢筋的计算截面面积及公称质量表

直径 d (mm)	不同根数钢筋的计算截面面积 (mm ²)									单根钢筋 公称质量 (kg/m)
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
2.5	4.9	9.8	14.7	19.6	24.5	29.4	34.3	39.2	44.1	0.039
3	7.1	14.1	21.2	28.3	35.3	42.4	49.5	56.5	63.6	0.055
4	12.6	25.1	37.7	50.2	62.8	75.4	87.9	100.5	113	0.099
5	19.6	39	59	79	98	118	138	157	177	0.154
6	28.3	57	85	113	142	170	198	226	255	0.222
6.5	33.2	66	100	133	166	199	232	265	299	0.260
8	50.3	101	151	201	252	302	352	402	453	0.395

续附表

直径 d (mm)	不同根数钢筋的计算截面面积(mm ²)									单根钢筋 公称质量 (kg/m)
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
8.2	52.8	106	158	211	264	317	370	423	475	0.432
10	78.5	157	236	314	393	471	550	628	707	0.617
12	113.1	226	339	452	565	678	791	904	1017	0.888
14	153.9	308	461	615	769	923	1077	1230	1387	1.21
16	201.1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1809	1.58
18	254.5	509	763	1017	1272	1526	1780	2036	2290	2.00
20	314.2	628	941	1256	1570	1884	2200	2513	2827	2.47
22	380.1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2.98
25	490.9	982	1473	1964	2454	2945	3436	3927	4418	3.85
28	615.3	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4.83
32	804.3	1609	2418	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6.31
36	1017.9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7.99
40	1256.1	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9.87

附表 17

钢筋混凝土板每米宽的钢筋面积表

(mm²)

钢筋 间距 (mm)	钢 筋 直 径 (mm)											
	3	4	5	6	6/8	8	8/10	10	10/12	12	12/14	14
70	101.0	180.0	280.0	404.0	561.0	719.0	920.0	1121.0	1369.0	1616.0	1907.0	2199.0
75	94.2	168.0	262.0	377.0	524.0	671.0	859.0	1047.0	1277.0	1508.0	1780.0	2052.0
80	88.4	157.0	245.0	354.0	491.0	629.0	805.0	981.0	1198.0	1414.0	1669.0	1924.0
85	83.2	148.0	231.0	333.0	462.0	592.0	758.0	924.0	1127.0	1331.0	1571.0	1811.0
90	78.5	140.0	218.0	314.0	437.0	559.0	716.0	872.0	1064.0	1257.0	1483.0	1710.0
95	74.5	132.0	207.0	298.0	414.0	529.0	678.0	826.0	1008.0	1190.0	1405.0	1620.0
100	70.6	126.0	196.0	283.0	393.0	503.0	644.0	785.0	958.0	1131.0	1335.0	1539.0
110	64.2	114.0	178.0	257.0	357.0	457.0	585.0	714.0	871.0	1028.0	1214.0	1399.0
120	58.9	105.0	163.0	236.0	327.0	419.0	537.0	654.0	798.0	942.0	1113.0	1283.0
125	56.5	101.0	157.0	226.0	314.0	402.0	515.0	628.0	766.0	905.0	1068.0	1231.0
130	54.4	96.6	151.0	218.0	302.0	387.0	495.0	604.0	737.0	870.0	1027.0	1184.0
140	50.5	89.8	140.0	202.0	281.0	359.0	460.0	561.0	684.0	808.0	954.0	1099.0
150	47.1	83.8	131.0	189.0	262.0	335.0	429.0	523.0	639.0	754.0	890.0	1026.0
160	44.1	78.5	123.0	177.0	246.0	314.0	403.0	491.0	599.0	707.0	834.0	962.0
170	41.5	73.9	115.0	166.0	231.0	296.0	379.0	462.0	564.0	665.0	785.0	905.0
180	39.2	69.8	109.0	157.0	218.0	279.0	358.0	436.0	532.0	628.0	742.0	855.0
190	37.2	66.1	103.0	149.0	207.0	265.0	339.0	413.0	504.0	595.0	703.0	810.0
200	35.3	62.8	98.2	141.0	196.0	251.0	322.0	393.0	479.0	565.0	668.0	770.0
220	32.1	57.1	89.2	129.0	179.0	229.0	293.0	357.0	436.0	514.0	607.0	700.0
240	29.4	52.4	81.8	118.0	164.0	210.0	268.0	327.0	399.0	471.0	556.0	641.0
250	28.3	50.3	78.5	113.0	157.0	201.0	258.0	314.0	383.0	452.0	534.0	616.0
260	27.2	48.3	75.5	109.0	151.0	193.0	248.0	302.0	369.0	435.0	513.0	592.0
280	25.2	44.9	70.1	101.0	140.0	180.0	230.0	280.0	342.0	404.0	477.0	550.0
300	23.6	41.9	65.5	94.2	131.0	168.0	215.0	262.0	319.0	377.0	445.0	513.0
320	22.1	39.3	61.4	88.4	123.0	157.0	201.0	245.0	299.0	353.0	417.0	481.0

1. 在均布及三角形荷载作用下

$M = \text{表中系数} \times q l_0^2$;

$V = \text{表中系数} \times q l_0$ 。

2. 在集中荷载作用下

$M = \text{表中系数} \times F l_0$;









$V = \text{表中系数} \times F$ 。

3. 内力正负号规定

M ——使截面上部受压、下部受拉为正；

V ——对邻近截面所产生的力矩沿顺时针方向者为正。













附表 18 等截面等跨连续梁在常用荷载作用下按弹性分析的内力系数（两跨梁）

荷载图	跨内最大弯矩		支座弯矩	剪 力		
	M_1	M_2	M_B	V_A	V_{B1} V_{B2}	V_C
	0.070	0.0703	-0.125	0.375	-0.625 0.625	-0.375
	0.096	—	-0.063	0.437	-0.563 0.063	0.063
	0.048	0.048	-0.078	0.172	-0.328 0.328	-0.172
	0.064	—	-0.039	0.211	-0.289 0.039	0.039
	0.156	0.156	-0.188	0.312	-0.688 0.688	-0.312
	0.203	—	-0.094	0.406	-0.594 0.904	0.094
	0.222	0.222	-0.333	0.667	-1.333 1.333	-0.667
	0.278	—	-0.167	0.833	-1.167 0.167	0.167

附表 19 等截面等跨连续梁在常用荷载作用下按弹性分析的内力系数 (三跨梁)

荷 载 图	跨内最大弯矩		支 座 弯 矩		剪 力			
	M_1	M_2	M_B	M_C	V_A	$V_{B\text{左}}$ $V_{B\text{右}}$	$V_{C\text{左}}$ $V_{C\text{右}}$	V_D
	0.080	0.025	-0.100	-0.100	0.400	-0.600 0.500	-0.500 0.600	-0.400
	0.101	—	-0.050	-0.050	0.450	-0.550 0	0 0.550	-0.450
	—	0.075	-0.050	-0.050	0.050	-0.050 0.500	-0.500 0.050	0.050
	0.073	0.054	-0.117	-0.033	0.383	-0.617 0.583	-0.417 0.033	0.033
	0.094	—	-0.067	0.017	0.433	-0.567 0.083	0.083 -0.017	-0.017
	0.054	0.021	-0.063	-0.063	0.183	-0.313 0.250	-0.250 0.313	-0.188
	0.068	—	-0.031	-0.031	0.219	-0.281 0	0 0.281	-0.219
	—	0.052	-0.031	-0.031	0.031	-0.031 0.250	-0.250 0.031	0.031







续附表

荷 载 图	跨内最大弯矩		支 座 弯 矩		剪 力			
	M_1	M_2	M_B	M_C	V_A	V_{B1} V_{B2}	V_{C1} V_{C2}	V_D
	0.050	0.038	-0.073	-0.021	0.177	-0.323 0.302	-0.198 0.021	0.021
	0.063	—	-0.042	0.010	0.208	-0.292 0.052	0.052 -0.010	-0.010
	0.175	0.100	-0.150	-0.150	0.350	-0.650 0.500	-0.500 0.650	-0.350
	0.213	—	-0.075	-0.075	0.425	-0.575 0	0 0.575	-0.425
	—	0.175	-0.075	-0.075	-0.075	-0.075 0.500	-0.500 0.075	0.075
	0.162	0.137	-0.175	-0.050	0.325	-0.675 0.625	-0.375 0.050	0.050
	0.200	—	-0.100	0.025	0.400	-0.600 0.125	0.125 -0.025	-0.025
	0.244	0.067	-0.267	-0.267	0.733	-1.267 1.000	-1.000 1.267	-0.733
	0.289	—	-0.133	-0.133	0.866	-1.134 0	0 1.134	-0.866
	—	0.200	-0.133	-0.133	-0.133	-0.133 1.000	-1.000 0.133	0.133
	0.229	0.170	-0.311	-0.089	0.689	-1.311 1.222	-0.778 0.089	0.089
	0.274	—	-0.178	0.044	0.822	-1.178 0.222	0.222 -0.044	-0.044

附表 20 等截面等跨连续梁在常用荷载作用下按弹性分析的內力系数 (四跨梁)

荷 載 图	跨內最大弯矩					支 座 弯 矩			新			
	M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	M_6	M_C	M_D	V_A V_B	V_C V_D	V_E V_F	V_G V_H
	0.077	0.036	0.036	0.077	—	-0.107	-0.071	-0.107	-0.607 0.536	-0.464 0.464	-0.536 0.607	-0.393
	0.100	—	0.081	—	—	-0.054	-0.036	-0.054	-0.554 0.018	0.018 0.482	-0.518 0.054	0.054
	0.072	0.061	—	0.098	—	-0.121	-0.018	-0.058	-0.620 0.603	-0.397 -0.040	-0.040 0.558	-0.442
	—	0.056	0.056	—	—	-0.036	-0.107	-0.036	-0.036 0.429	-0.571 -0.571	-0.429 0.036	0.036
	0.094	—	—	—	—	-0.067	0.018	-0.004	-0.567 0.085	0.085 -0.022	-0.022 0.004	0.004
	—	0.071	—	—	—	-0.049	-0.054	0.013	-0.049 0.496	-0.504 0.067	0.067 -0.013	-0.013

续附表

荷载图	跨内最大弯矩				支座弯矩			剪力					
	M_1	M_2	M_3	M_4	M_B	M_C	M_D	V_A	V_{Bn}	V_{Bc}	V_{Cn}	V_{Cn}	V_D
	0.052	0.028	0.028	0.052	-0.067	-0.045	-0.067	0.183	-0.317	-0.228	-0.272	-0.272	-0.183
	0.067	0.055	—	—	-0.034	-0.022	-0.034	0.217	-0.284	0.011	-0.261	0.034	0.034
	0.049	0.042	—	0.066	-0.075	-0.011	-0.056	0.175	-0.325	-0.186	-0.025	-0.286	-0.214
	—	0.040	0.040	—	-0.022	-0.067	-0.022	-0.022	-0.022	-0.295	-0.205	0.022	0.022
	0.063	—	—	—	-0.042	0.011	-0.003	0.208	-0.292	0.053	-0.014	0.003	0.003
	—	0.051	—	—	-0.031	-0.034	0.008	-0.031	-0.031	-0.253	0.042	-0.008	-0.008









续附表

荷 載 图	跨内最大弯矩				支 座 弯 矩			剪 力					
	M_1	M_2	M_3	M_4	M_B	M_C	M_D	V_A	V_{Bn}	V_{Bc}	V_{Cn}	V_{Dn}	V_E
	0.169	0.116	0.116	0.169	-0.161	-0.107	-0.161	0.339	-0.661	-0.446	-0.446	-0.554	-0.339
	0.210	—	0.183	—	-0.080	-0.054	-0.080	0.420	-0.580	0.027	0.473	-0.527	0.080
	0.159	0.146	—	0.206	-0.181	-0.027	-0.087	0.319	-0.681	-0.346	-0.060	-0.060	-0.413
	—	0.142	0.142	—	-0.054	-0.161	-0.054	0.054	-0.054	-0.607	-0.607	-0.393	0.054
	0.200	—	—	—	-0.100	0.027	-0.007	0.400	-0.600	0.127	-0.033	-0.033	0.007
	—	0.173	—	—	-0.074	-0.080	0.020	-0.074	-0.074	-0.507	-0.507	0.100	-0.020

附表 21 等截面等跨连续梁在常用荷载作用下按弹性分析的内力系数 (五跨梁)

荷 载 图	跨内最大弯矩					支 座 弯 矩					剪 力				
	M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	M_6	M_C	M_D	V_A	V_B	V_C	V_D	V_E	V_F	V_G
	0.238	0.111	0.111	0.238	—	-0.286	-0.191	-0.286	0.714	1.286	-0.905	-0.905	-0.714	1.286	-0.905
	0.286	—	0.222	—	—	-0.143	-0.095	-0.143	0.857	-0.143	0.048	0.048	-0.143	0.143	0.143
	0.226	0.194	—	0.282	—	-0.321	-0.048	-0.155	0.679	-1.321	-0.726	-0.107	-0.845	1.155	-0.107
	—	0.175	0.175	—	—	-0.095	-0.286	-0.095	-0.095	-0.095	-1.190	1.190	0.095	0.095	0.095
	0.274	—	—	—	—	-0.178	0.048	-0.012	0.822	-1.178	0.226	-0.060	0.012	-0.060	0.012
	—	0.198	—	—	—	-0.131	-0.143	0.036	-0.131	-0.131	-1.012	0.178	-0.036	0.178	-0.036

续附表

荷 载 图	跨内最大弯矩				支 座 弯 矩				剪 力					
	M_1	M_2	M_3		M_A	M_C	M_D	M_E	V_A	V_{A_1}	V_{A_2}	V_{B_1}	V_{B_2}	V_F
 A B C D E F	0.078	0.033	0.046		-0.105	-0.079	-0.079	-0.105	0.394	-0.606	-0.474	-0.500	-0.526	-0.394
 A B C D E F M_1, M_2, M_3, M_4, M_5	0.100	—	0.085		-0.053	-0.040	-0.040	-0.053	0.447	-0.553	0.013	-0.500	-0.013	-0.447
	—	0.079	—		-0.053	-0.040	-0.040	-0.053	-0.053	-0.053	0	0	-0.513	0.053
	0.073	0.059 0.078	—		-0.119	-0.022	-0.044	-0.051	0.380	-0.620	-0.402	-0.023	-0.507	0.052
	0.094	0.055	0.064		-0.035	-0.111	-0.020	-0.057	0.035	0.035	0.576	-0.409	-0.037	-0.443
	0.094	—	—		-0.067	0.018	-0.005	0.001	0.433	0.567	0.085	0.023	0.006	0.001
	—	0.074	—		-0.049	-0.054	0.014	-0.004	0.019	-0.049	-0.505	0.068	-0.018	0.004
	—	—	0.072		0.013	0.053	0.053	0.013	0.013	0.013	-0.066	-0.500	0.066	0.013

续附表

荷 载 图	跨内最大弯矩			支 座 弯 矩				剪 力					
	M_1	M_2	M_3	M_B	M_C	M_D	M_E	V_A	V_B	V_C	V_D	V_E	V_F
	0.053	0.026	0.034	-0.066	-0.049	0.049	-0.066	0.184	-0.316	-0.234	-0.250	-0.266	0.184
	0.067	—	0.059	-0.033	-0.025	-0.025	0.033	0.217	0.283	0.008	-0.250	-0.008	0.217
	—	0.065	—	-0.033	-0.025	-0.025	-0.033	0.033	-0.033	-0.242	0	-0.258	0.033
	0.049	0.041 0.053	—	-0.075	-0.014	-0.028	-0.032	0.175	0.325	-0.189	-0.014	-0.255	0.032
	0.063	0.039	0.044	-0.022	-0.070	-0.013	-0.036	-0.022	-0.022	-0.268	-0.193	-0.023	-0.214
	0.063	—	—	-0.042	0.011	-0.003	0.001	0.208	-0.292	0.053	-0.014	0.004	-0.001
	—	0.051	—	-0.031	-0.034	0.009	-0.002	-0.031	-0.031	-0.253	0.043	-0.011	0.002
	—	—	0.050	0.008	-0.033	-0.033	0.008	0.008	0.008	-0.041	-0.250	0.041	-0.008

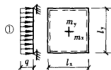
续附表

荷 载 图	跨内最大弯矩			支 座 弯 矩			剪 力					
	M_1	M_2	M_3	M_B	M_C	M_D	M_E	V_A	V_B	V_C	V_D	V_E
	0.171	0.112	0.132	-0.158	-0.118	-0.118	-0.158	0.342	-0.658	-0.460	-0.500	-0.540
	0.211	—	0.191	-0.079	-0.059	-0.059	-0.079	0.421	0.020	0.500	-0.020	-0.421
	—	0.181	—	-0.079	-0.059	-0.059	-0.079	-0.079	0.520	0	0.480	0.079
	0.160	0.200, 0.144, 0.178	—	-0.179	-0.032	-0.066	-0.077	0.321	-0.679	-0.353	-0.034	-0.511
	0.207	0.140	0.151	-0.052	-0.167	-0.031	-0.086	-0.052	0.385	0.637	-0.056	-0.414
	0.200	—	—	-0.100	0.027	-0.007	0.002	0.400	-0.600	0.127	-0.034	-0.002
	—	0.173	—	-0.073	-0.081	0.022	-0.005	-0.073	-0.073	0.102	0.102	0.005
	—	—	0.171	0.020	-0.079	-0.079	0.020	0.020	0.020	-0.099	-0.500	-0.020

线附表

荷 载 图	跨内最大弯矩				支 座 弯 矩				剪 力					
	M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	M_6	M_7	M_8	V_A	V_{A1} V_{A2}	V_{A3} V_{A4}	V_{A5} V_{A6}	V_{A7} V_{A8}	V_F
	0.240	0.100	0.122			-0.281	-0.211	-0.211	0.719	-1.281 1.070	-0.930 1.000	-1.000 0.930	1.070 1.281	-0.719
	0.287	—	0.228			-0.140	-0.105	-0.105	0.860	-1.140 0.035	0.035 1.000	1.000 -0.035	-0.035 1.140	-0.860
	—	0.216	—			-0.140	-0.105	-0.105	-0.140	-0.140 1.035	-0.965 0.000	0.000 0.965	-1.035 0.140	0.140
	0.227	0.201 0.209	—			-0.319	-0.057	-0.118	0.681	-1.319 1.262	-0.738 -0.061	-0.061 0.381	-1.019 0.137	0.137
	0.274	0.172	0.198			-0.093	-0.297	-0.054	-0.093	-0.093 0.796	-1.204 1.243	-0.757 -0.099	-0.099 1.153	-0.847
	0.274	—	—			-0.179	0.048	-0.013	0.003	-1.179 0.227	0.227 -0.061	-0.061 0.016	-0.003 0.016	-0.003
	—	0.198	—			-0.131	-0.144	-0.038	-0.010	-0.131 0.987	-1.013 0.182	0.182 -0.048	-0.048 0.010	0.010
	—	—	0.193			0.035	-0.140	-0.140	0.035	0.035 -0.175	-0.175 1.000	-1.000 0.175	0.175 -0.035	-0.035

①分子及分母分别为 M_1 及 M_5 的弯矩系数。②分子及分母分别为 M_2 及 M_4 的弯矩系数。



$$\text{挠度} = \text{表中系数} \times \frac{ql^4}{B_c};$$

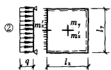
$$\nu = 0, \text{弯矩} = \text{表中系数} \times ql^2;$$

式中 l 取用 l_x 和 l_y 中的较小者。

附表 22

双向板按弹性分析的计算系数

l_x/l_y	k	m_x	m_y	l_x/l_y	k	m_x	m_y
0.50	0.01013	0.0965	0.0174	0.80	0.00603	0.0561	0.0334
0.55	0.00940	0.0892	0.0210	0.85	0.00547	0.0506	0.0348
0.60	0.00867	0.0820	0.0242	0.90	0.00496	0.0456	0.0358
0.65	0.00796	0.0750	0.0271	0.95	0.00449	0.0410	0.0364
0.70	0.00727	0.0683	0.0296	1.00	0.00406	0.0368	0.0368
0.75	0.00663	0.0620	0.0317				



$$\text{挠度} = \text{表中系数} \times \frac{ql^4}{B_c};$$

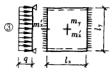
$$\nu = 0, \text{弯矩} = \text{表中系数} \times ql^2;$$

式中 l 取用 l_x 和 l_y 中的较小者。

附表 23

双向板按弹性分析的计算系数

l_x/l_y	l_y/l_x	k	k_{\max}	m_x	$m_{x,\max}$	m_y	$m_{y,\max}$	m'_x
0.50		0.00488	0.00504	0.0583	0.0646	0.0060	0.0063	-0.1212
0.55		0.00471	0.00492	0.0563	0.0618	0.0081	0.0087	-0.1187
0.60		0.00453	0.00472	0.0539	0.0589	0.0104	0.0111	-0.1158
0.65		0.00432	0.00448	0.0513	0.0559	0.0126	0.0133	-0.1124
0.70		0.00410	0.00422	0.0485	0.0529	0.0148	0.0154	-0.1087
0.75		0.00388	0.00399	0.0457	0.0496	0.0168	0.0174	-0.1048
0.80		0.00365	0.00376	0.0428	0.0463	0.0187	0.0193	-0.1007
0.85		0.00343	0.00352	0.0400	0.0431	0.0204	0.0211	-0.0965
0.90		0.00321	0.00329	0.0372	0.0400	0.0219	0.0226	-0.0922
0.95		0.00299	0.00306	0.0345	0.0369	0.0232	0.0239	-0.0880
1.00	1.00	0.00279	0.00285	0.0319	0.0340	0.0243	0.0249	-0.0839
0.95		0.00316	0.00324	0.0324	0.0345	0.0280	0.0287	-0.0882
0.90		0.00360	0.00368	0.0328	0.0347	0.0322	0.0330	-0.0926
0.85		0.00409	0.00417	0.0329	0.0347	0.0370	0.0378	-0.0970
0.80		0.00464	0.00473	0.0326	0.0343	0.0424	0.0433	-0.1014
0.75		0.00526	0.00536	0.0319	0.0335	0.0485	0.0494	-0.1056
0.70		0.00595	0.00605	0.0308	0.0323	0.0553	0.0562	-0.1096
0.65		0.00670	0.00680	0.0291	0.0306	0.0627	0.0637	-0.1133
0.60		0.00752	0.00762	0.0268	0.0289	0.0707	0.0717	-0.1166
0.55		0.00838	0.00848	0.0239	0.0271	0.0792	0.0801	-0.1193
0.50		0.00927	0.00953	0.0205	0.0249	0.0880	0.0888	-0.1215



挠度 = 表中系数 $\times \frac{ql^4}{B_c}$;

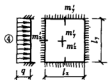
$\nu = 0$, 弯矩 = 表中系数 $\times ql^2$;

式中 l 取用 l_x 和 l_y 中的较小者。

附表 24

双向板按弹性分析的计算系数

l_y/l_x	l_y/l_x	k	m_x	m_y	m'_x
0.50		0.00261	0.0416	0.0017	-0.0843
0.55		0.00259	0.0410	0.0028	-0.0840
0.60		0.00255	0.0402	0.0042	-0.0834
0.65		0.00250	0.0392	0.0057	-0.0826
0.70		0.00243	0.0379	0.0072	-0.0814
0.75		0.00236	0.0366	0.0088	-0.0799
0.80		0.00228	0.0351	0.0103	-0.0782
0.85		0.00220	0.0335	0.0118	-0.0763
0.90		0.00211	0.0319	0.0133	-0.0743
0.95		0.00201	0.0302	0.0146	-0.0721
1.00	1.00	0.00192	0.0285	0.0158	-0.0698
	0.95	0.00223	0.0296	0.0189	-0.0746
	0.90	0.00260	0.0306	0.0224	-0.0797
	0.85	0.00303	0.0314	0.0266	-0.0850
	0.80	0.00354	0.0319	0.0316	-0.0904
	0.75	0.00413	0.0321	0.0374	-0.0959
	0.70	0.00482	0.0318	0.0441	-0.1013
	0.65	0.00560	0.0308	0.0518	-0.1066
	0.60	0.00647	0.0292	0.0604	-0.1114
	0.55	0.00743	0.0267	0.0698	-0.1156
	0.50	0.00844	0.0234	0.0798	-0.1191



挠度 = 表中系数 $\times \frac{ql^4}{B_c}$;

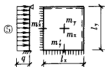
$\nu = 0$, 弯矩 = 表中系数 $\times ql^2$;

式中 l 取用 l_x 和 l_y 中的较小者。

附表 25

双向板按弹性分析的计算系数

l_y/l_x	k	m_x	m_y	m'_x	m'_y
0.50	0.00253	0.0400	0.0038	-0.0829	-0.0570
0.55	0.00246	0.0385	0.0056	-0.0814	-0.0571
0.60	0.00236	0.0367	0.0076	-0.0793	-0.0571
0.65	0.00224	0.0345	0.0095	-0.0766	-0.0571
0.70	0.00211	0.0321	0.0113	-0.0735	-0.0569
0.75	0.00197	0.0296	0.0130	-0.0701	-0.0565
0.80	0.00182	0.0271	0.0144	-0.0664	-0.0559
0.85	0.00168	0.0246	0.0156	-0.0626	-0.0551
0.90	0.00153	0.0221	0.0165	-0.0588	-0.0541
0.95	0.00140	0.0198	0.0172	-0.0550	-0.0528
1.00	0.00127	0.0176	0.0176	-0.0513	-0.0513



挠度 = 表中系数 $\times \frac{ql^4}{B_c}$;

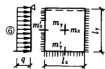
$\nu = 0$, 弯矩 = 表中系数 $\times ql^2$;

式中 l 取用 l_x 和 l_y 中的较小者。

附表 26

双向板按弹性分析的计算系数

l_x/l_y	k	k_{\max}	m_x	$m_{x,\max}$	m_y	$m_{y,\max}$	m'_x	m'_y
0.50	0.00468	0.00471	0.0559	0.0562	0.0079	0.0135	-0.1179	-0.0786
0.55	0.00445	0.00454	0.0529	0.0530	0.0104	0.0153	-0.1140	-0.0785
0.60	0.00419	0.00429	0.0496	0.0498	0.0129	0.0169	-0.1095	-0.0782
0.65	0.00391	0.00399	0.0461	0.0465	0.0151	0.0183	-0.1045	-0.0777
0.70	0.00363	0.00368	0.0426	0.0432	0.0172	0.0195	-0.0992	-0.0770
0.75	0.00335	0.00340	0.0390	0.0396	0.0189	0.0206	-0.0938	-0.0760
0.80	0.00308	0.00313	0.0356	0.0361	0.0204	0.0218	-0.0883	-0.0748
0.85	0.00281	0.00286	0.0322	0.0328	0.0215	0.0229	-0.0829	-0.0733
0.90	0.00256	0.00261	0.0291	0.0297	0.0224	0.0238	-0.0776	-0.0716
0.95	0.00232	0.00237	0.0261	0.0267	0.0230	0.0244	-0.0726	-0.0698
1.00	0.00210	0.00215	0.0234	0.0240	0.0234	0.0249	-0.0677	-0.0677



挠度 = 表中系数 $\times \frac{ql^4}{B_c}$;

$\nu = 0$, 弯矩 = 表中系数 $\times ql^2$;

式中 l 取用 l_x 和 l_y 中的较小者。

附表 27

双向板按弹性分析的计算系数

l_x/l_y	l_y/l_x	k	k_{\max}	m_x	$m_{x,\max}$	m_y	$m_{y,\max}$	m'_x	m'_y
0.50		0.00257	0.00258	0.0408	0.0409	0.0028	0.0089	-0.0836	-0.0569
0.55		0.00252	0.00255	0.0398	0.0399	0.0042	0.0093	-0.0827	-0.0570
0.60		0.00245	0.00249	0.0384	0.0386	0.0059	0.0105	-0.0814	-0.0571
0.65		0.00237	0.00240	0.0368	0.0371	0.0076	0.0116	-0.0796	-0.0572
0.70		0.00227	0.00229	0.0350	0.0354	0.0093	0.0127	-0.0774	-0.0572
0.75		0.00216	0.00219	0.0331	0.0335	0.0109	0.0137	-0.0750	-0.0572
0.80		0.00205	0.00208	0.0310	0.0314	0.0124	0.0147	-0.0722	-0.0570
0.85		0.00193	0.00196	0.0289	0.0293	0.0138	0.0155	-0.0693	-0.0567
0.90		0.00181	0.00184	0.0268	0.0273	0.0159	0.0163	-0.0663	-0.0563
0.95		0.00169	0.00172	0.0247	0.0252	0.0160	0.0172	-0.0631	-0.0558
1.00	1.00	0.00157	0.00160	0.0227	0.0231	0.0168	0.0180	-0.0600	-0.0550
	0.95	0.00178	0.00182	0.0229	0.0234	0.0194	0.0207	-0.0629	-0.0599
	0.90	0.00201	0.00206	0.0228	0.0234	0.0223	0.0238	-0.0656	-0.0653
	0.85	0.00227	0.00233	0.0225	0.0231	0.0255	0.0273	-0.0683	-0.0711
	0.80	0.00256	0.00262	0.0219	0.0224	0.0290	0.0311	-0.0707	-0.0772
	0.75	0.00286	0.00294	0.0208	0.0214	0.0329	0.0354	-0.0729	-0.0837
	0.70	0.00319	0.00327	0.0194	0.0200	0.0370	0.0400	-0.0748	-0.0903
	0.65	0.00352	0.00365	0.0175	0.0182	0.0412	0.0446	-0.0762	-0.0970
	0.60	0.00386	0.00403	0.0153	0.0160	0.0454	0.0493	-0.0773	-0.1033
	0.55	0.00419	0.00437	0.0127	0.0133	0.0496	0.0541	-0.0780	-0.1093
	0.50	0.00449	0.00463	0.0099	0.0103	0.0534	0.0588	-0.0784	-0.1146

B_c 为板的截面抗弯刚度, 其表达式为

$$B_c = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}$$

式中 E ——弹性模量；

h ——板厚；

ν ——泊松比。

表中物理量说明如下：

k 、 k_{\max} ——分别为板中心点的挠度和最大挠度系数；

m_x 、 $m_{x,\max}$ ——分别为平行于 l_{0x} 方向板中心点单位板定内的弯矩和板跨内最大弯矩系数；

m_y 、 $m_{y,\max}$ ——分别为平行于 l_{0y} 方向板中心点单位板定内的弯矩和板跨内最大弯矩系数；

m'_x ——固定边中点沿 l_x 方向单位板宽内的弯矩系数；

m'_y ——固定边中点沿 l_y 方向单位板宽内的弯矩系数；

||||| ——固定边；

----- 简支边。

正负号的规定：

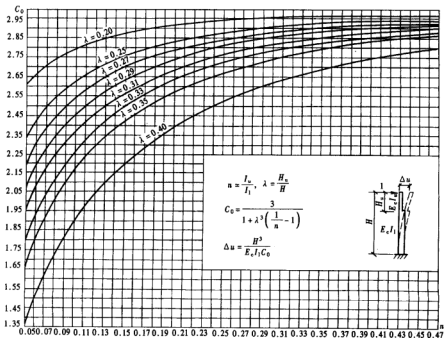
弯矩——使板的受荷面受压时为正；

挠度——竖向位移与荷载方向相同时为正。

单阶柱柱顶反力与水平位移系数

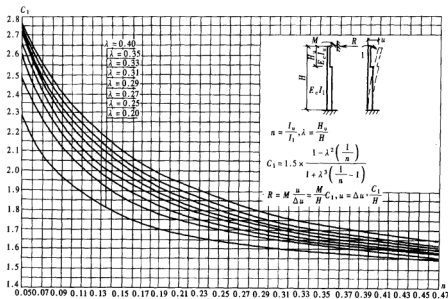
附表 28

柱顶单位集中荷载作用下系数 C_0 的数值



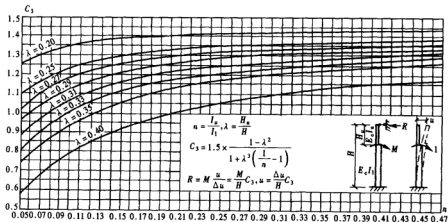
附表 29

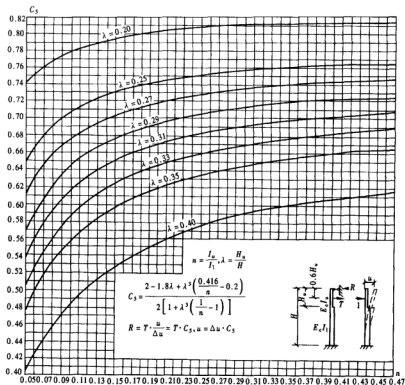
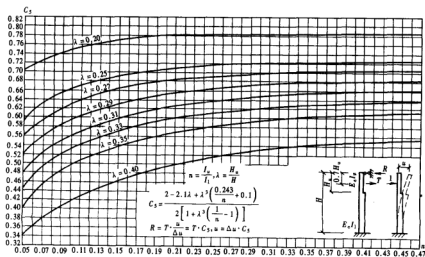
柱顶力矩作用下系数 C_1 的数值



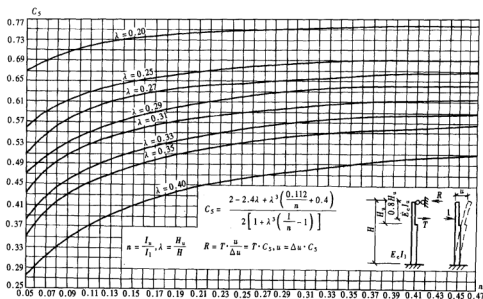
附表 30

力矩作用在牛腿顶面时系数 C_2 的数值

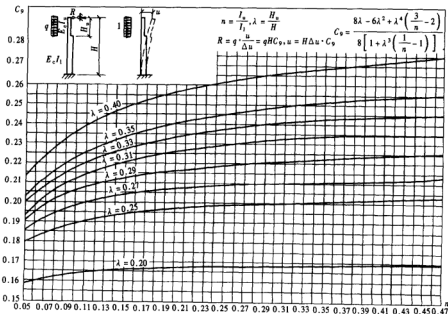


附表 31 集中水平荷载作用在上柱 ($y = 0.6H_u$) 时系数 C_5 的数值附表 32 集中水平荷载作用在上柱 ($y = 0.7H_u$) 时系数 C_5 的数值

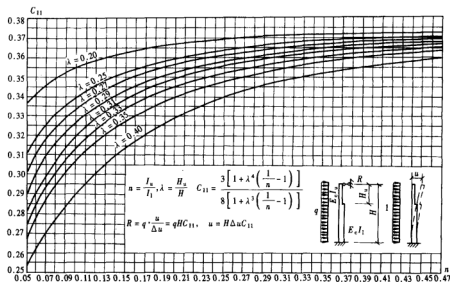
附表 33

集中水平荷载作用在上柱 ($y = 0.8H_0$) 时系数 C_5 的数值

附表 34

水平均布荷载作用在整个上柱时系数 C_9 的数值

附表 35

水平均布荷载作用在整个上、下柱时系数 C_{11} 的数值

参 考 文 献

- 1 中华人民共和国国家标准. 建筑结构可靠度设计统一标准 (GB50068—2001). 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- 2 中华人民共和国国家标准. 建筑结构荷载规范 (GB50009—2001). 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- 3 中华人民共和国国家标准. 混凝土结构设计规范 (GB50010—2002). 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- 4 中华人民共和国国家标准. 砌体结构设计规范 (GB50003—2001). 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- 5 东南大学, 天津大学, 同济大学编. 混凝土结构 (第2版). 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- 6 吴培明, 彭少民主编. 混凝土结构 (第1版). 武汉: 武汉工业大学出版社, 2002.
- 7 刘立新主编. 砌体结构 (第1版). 武汉: 武汉工业大学出版社, 2002.
- 8 沈蒲生, 罗国强, 熊丹安编. 混凝土结构 (第3版). 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.
- 9 施楚贤主编. 砌体结构 (第3版). 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.